



UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE
Faculté de génie
Département de génie civil

Towards a Performance Based Design of Shear Walls based on Damage Criteria

Vers un dimensionnement performanciel des murs de refend basé
sur des critères d'endommagement

Thèse de doctorat
Spécialité: génie civil

Luis Ignacio CARDONA JARAMILLO

Jury: Patrick PAULTRE (Directeur)
Jean PROULX
Denis MITCHELL
Najib BOUAANANI

Résumé

Le dimensionnement basé sur la performance (DBP), dans une approche déterministe, caractérise les objectifs de performance par rapport aux niveaux de performance souhaités. Les objectifs de performance sont alors associés à l'état d'endommagement et au niveau de risque sismique établis. Malgré cette approche rationnelle, son application est encore difficile. De ce fait, des outils fiables pour la capture de l'évolution, de la distribution et de la quantification de l'endommagement sont nécessaires. De plus, tous les phénomènes liés à la non-linéarité (matériaux et déformations) doivent également être pris en considération. Ainsi, cette recherche montre comment la mécanique de l'endommagement pourrait contribuer à résoudre cette problématique avec une adaptation de la théorie du champ de compression modifiée et d'autres théories complémentaires. La formulation proposée adaptée pour des charges monotones, cycliques et de type *pushover* permet de considérer les effets non linéaires liés au cisaillement couplé avec les mécanismes de flexion et de charge axiale. Cette formulation est spécialement appliquée à l'analyse non linéaire des éléments structuraux en béton soumis aux effets de cisaillement non négligeables. Cette nouvelle approche mise en œuvre dans EfiCoS (programme d'éléments finis basé sur la mécanique de l'endommagement), y compris les critères de modélisation, sont également présentés ici. Des calibrations de cette nouvelle approche en comparant les prédictions avec des données expérimentales ont été réalisées pour les murs de refend en béton armé ainsi que pour des poutres et des piliers de pont où les effets de cisaillement doivent être pris en considération. Cette nouvelle version améliorée du logiciel EFiCoS a démontrée être capable d'évaluer avec précision les paramètres associés à la performance globale tels que les déplacements, la résistance du système, les effets liés à la réponse cyclique et la quantification, l'évolution et la distribution de l'endommagement. Des résultats remarquables ont également été obtenus en référence à la détection appropriée des états limites d'ingénierie tels que la fissuration, les déformations unitaires, l'éclatement de l'enrobage, l'écrasement du noyau, la plastification locale des barres d'armature et la dégradation du système, entre autres. Comme un outil pratique d'application du DBP, des relations entre les indices d'endommagement prédits et les niveaux de performance ont été obtenus et exprimés sous forme de graphiques et de tableaux. Ces graphiques ont été développés en fonction du déplacement relatif et de la ductilité de déplacement. Un tableau particulier a été développé pour relier les états limites d'ingénierie, l'endommagement, le déplacement relatif et les niveaux de performance traditionnels. Les résultats ont démontré une excellente correspondance avec les données expérimentales, faisant de la formulation proposée et de la nouvelle version d'EfiCoS des outils puissants pour l'application de la méthodologie du DBP, dans une approche déterministe.

Mots clés: Dimensionnement basé sur la performance, mécanique de l'endommagement, structures en béton, états limites, analyse non linéaire, éléments finis, cisaillement.

Abstract

Performance Based Design (PBD) methodology, in a deterministic approach, characterizes the performance objectives in relation to the desired performance levels. Performance objectives are associated with the stated damage condition and the seismic hazard level. Despite this rational approach, its application is still difficult and reliable tools for capturing the evolution, distribution and measuring the damage are indeed required. All phenomena related to nonlinearities (materials and deformations) must also be considered. This research shows how the Damage mechanic could contribute to solving this problematic jointly with an adaptation of the MCFT (Modified Compression Field Theory) formulation and other complementary theories. The proposed formulation, adapted for monotonic, pushover and cyclic loads, allows considering the nonlinear shear-related effects coupled with axial and flexural mechanisms. This formulation is specially addressed to nonlinear analysis of concrete structural elements subjected to non-negligible shear effects. This new approach implemented in EfiCoS (a layered damage mechanic based finite element program), including modeling criteria, is also presented here. Calibrations of this new approach comparing the predictions with experimental data were carried out for concrete shear walls as well as for concrete beams and bridge columns where shear effects have to be considered. This new improved version of software EFiCoS demonstrated to be capable of evaluating accurately the parameters associated with the overall performance, such as displacements, the system strength, the effects related to the cyclic response and the magnitude, evolution and distribution of the damage. Remarkable results were also obtained in reference to the appropriate detection of engineering limit states such as cracking, strains, spalling in cover, crushing, local yielding in bars and system strength degradation, among others. As a very useful application tool for PBD, relationships between the predicted damage indices and the performance levels were obtained and expressed as charts and tables. These charts were derived in terms of the drift and the displacement ductility. A particular table was developed to relate the engineering limit states, the damage, the drift and the traditional performance levels. Results have shown a very good agreement with the experimental data, making the proposed formulation and the new version of EfiCoS a powerful tool for the application of the PBD methodology, in a deterministic approach.

Key words: Performance Base Design, damage mechanic, concrete elements, limit states, non-linear analysis, finite elements, shear.

Remerciements

J'aimerais exprimer ma gratitude envers le Fonds québécois de recherche, nature et technologies (FQRNT) et le Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG) pour le soutien financier qui m'a permis la réalisation de mes études de doctorat à l'Université de Sherbrooke.

Je remercie également toutes les personnes qui, à un certain moment, m'ont conseillées et m'ont soutenues jusqu'à l'achèvement de ce grand projet professionnel. Également, je voudrais remercier à Madame Bianca Roy pour sa collaboration dans la correction des chapitres rédigés en français.

Finalement, je remercie Laura Isabel Osorio, mon épouse, pour son support tout au long de mon doctorat. Je dédie ce travail à toi mon amour, à nos enfants Sebastian et Nicolas, à mon père, mes soeurs, mon frère et surtout à la mémoire de ma mère, elle qui est toujours avec moi.

Merci à tous.

Contents

1	Introduction	1
1.1	Contexte de l'étude	1
1.2	Problématique	2
1.3	Objectifs	6
1.4	L'importance de la recherche	7
1.5	Structure du document	8
2	Analyse bibliographique	10
2.1	Critères généraux sur le dimensionnement basé sur la performance (DBP) .	10
2.2	La théorie du champ de compression modifiée (MCFT)	13
2.2.1	Description générale de la MCFT	14
2.2.2	Relations de compatibilité pour la MCFT	17
2.2.3	Conditions d'équilibre pour la MCFT	19
2.2.3.1	Dans le contexte des contraintes moyennes (<i>average</i>) . . .	19
2.2.3.2	Dans le contexte local, relié au plan de la fissure	20
2.2.4	Lois constitutives pour la MCFT	22
2.2.4.1	Relations contrainte-déformation pour le béton	22
2.2.4.2	Relations contrainte-déformation pour l'acier	30
2.2.4.3	Transmission des contraintes à travers la fissure. Révision locale	31
2.2.4.4	La correction associée à la largeur de la fissure (w) et la considération d'une tension résiduelle	35
2.2.4.5	L'extensibilité de la MCFT vers l'étude des éléments soumis aux charges cycliques	36
2.3	Implémentation de la MCFT dans un code de calcul	38
2.4	Le logiciel EFiCoS (éléments finis à couches superposées)	44
3	Additional Developments for PBD focus on Structures with Negligible Shear Effects	46
3.1	Mesh Configuration for Modeling. A New Simplified Criteria	47
3.2	Development of New Damage Charts and Tables for PBD	50
4	Damage Mechanic in Performance Based Design (PBD) for Shear Walls. Formulation	58

4.1	Introduction	58
4.2	Research Significance and Scope of Work	59
4.3	Proposed Analytical Developments	60
4.3.1	General Description	60
4.3.2	New Concrete Behavior Law proposed for EfiCoS	61
4.3.2.1	Treatment of the Softening in Compression	65
4.3.3	Transformation of the Base Finite Element for EfiCoS	67
4.3.4	Analytic Procedure. Implementation Steps	71
4.3.4.1	General Assumptions	71
4.3.4.2	The New Sectional Analysis Procedure. Steps	71
4.3.4.3	The Resultant Sectional and the Elementary Inelastic Force Vector	79
4.3.4.4	Convergence Criteria for the Solution	80
4.3.4.5	The Shear Strain Profile Estimation	82
4.3.4.6	Description of the Algorithm	83
5	Damage Mechanic in Performance Based Design (PBD) for Shear Walls. Verification and Application	88
5.1	Introduction	88
5.2	Research Significance	89
5.3	Test Specimens	90
5.3.1	Specimens Description	90
5.3.2	Walls Modeling Criteria	92
5.4	Predictions versus Experimental Tests	100
5.5	Application for PBD - Damage Charts and tables for Shear Walls	108
6	Conclusions	117
A	Response Predictions of Walls and other Complementary Validations	125
A.1	Response Predictions of Walls	126
A.2	Calibration de la nouvelle version du logiciel EFiCoS pour l'analyse d'autres structures sensibles au cisaillement	139
A.2.1	Calibration du logiciel EFiCoS sur des poutres critiques au cisaillement	140
A.2.2	Calibration du logiciel EFiCoS sur des piliers des ponts	141
	References	148

List of Figures

2.1	Déformations moyennes.	15
2.2	Phénomène local du glissement dans la fissure (crack slip)(adapted from Vecchio (2000)).	16
2.3	Contraintes moyennes et locales.	16
2.4	Cercles de Mohr. (a) pour les déformations moyennes (b) pour les contraintes moyennes.	18
2.5	Équilibre dans l'élément de béton armé. (a) charges appliquées aux frontières de l'élément (b) composante résistante du béton (c) composante résistante de l'acier.	19
2.6	Relation des contraintes moyennes et locales sur le plan de la fissure moyenne.	20
2.7	Relation contrainte-déformation en compression pour le béton fissuré. Version finale de la MCFT (Vecchio & Collins, 1986).	23
2.8	Relation proposée pour la contrainte maximale en compression. Version finale de la MCFT (Vecchio & Collins, 1986).	23
2.9	Modèles d'adoucissement de la réponse en compression du béton (Vecchio & Collins, 1993).	24
2.10	Relation contrainte-déformation du béton en traction.	26
2.11	Élément en flexion pure. (a) région d'ancrage effective des barres(section transversale).(b) régions en tension du béton.	29
2.12	Relation contrainte-déformation pour l'acier selon Vecchio et Collins (1986).	31
2.13	Relation contrainte-déformation que régissent les contraintes moyennes dans l'acier (Hsu, 1993).	31
2.14	Relation contrainte-déformation pour l'acier selon Selby & Vecchio (1997).	32
2.15	Modèle hystérétique du comportement pour le béton (a) en compression et (b) en tension (Vecchio, 1999).	36
2.16	Modèle hystérétique du comportement pour l'acier (Seckin, 1981).	37
2.17	Analyse sectionnelle en utilisant la modélisation par couches (adapted from Vecchio & Collins (1988)).	39
2.18	Analyse sectionnelle. Diagramme de corps libre.	40
2.19	Élément poutre à couches superposées dans le repère local élémentaire . . .	44
3.1	Finite element mesh.	47
3.2	Plastic hinge length (l_p) variation with respect to the axial load ratio using Eq. (3.1) to Eq. (3.3).	49

3.3	Damage charts as function of drift. (a) Confined concrete; (b) Unconfined concrete. Note: η represents the axial load ratio.	51
3.4	Damage charts as function of ductility. (a) Confined concrete; (b) Unconfined concrete.	52
4.1	New behavior law proposed for the concrete with orthotropic characteristics.	61
4.2	Uniaxial concrete behavior law associated with each principal direction ($j = 1, 2$).	62
4.3	Steel Stress-Strain Behavior Law used in this research for the longitudinal steel bars (Cardona, 2008)	75
4.4	Local adjustment of the Damage in Tension associated with the local crack revisions. Characteristics.	76
4.5	Local adjustment of the Damage in Compression associated with softening. Characteristics.	77
4.6	Flowchart for Incremental Static Analysis.	84
4.7	Flow chart for the elementary analysis steps (subroutine <i>Kpoutre.for</i>).	85
4.8	Flow chart for the sectional analysis procedure (subroutine <i>Plas.for</i>).	86
4.9	Flow chart for the sectional analysis procedure (continued).	87
5.1	W ₃ and W ₄ Shear walls (Chen, 2005)(all dimensions in millimeters, 1 mm = 0.04 in.).	94
5.2	Oesterle B ₇ and R ₂ Shear Walls (Oesterle et al., 1979, 1976)(all dimensions in millimeters, 1 mm = 0.04 in.)	95
5.3	Oesterle B ₇ and R ₂ Shear Walls (Oesterle et al., 1979, 1976)(all dimensions in millimeters, 1 mm = 0.04 in.)	96
5.4	Influence of the Omega factor (Cardona, 2008) on the pinching phenomenon.	100
5.5	Wall W ₄ (Chen, 2005). Response prediction vs. Experimental Test.	106
5.6	Wall B ₇ (Oesterle et al., 1979). Response prediction vs. Experimental Test.	107
5.7	Damage charts as a function of drift and displacement ductility (μ) for the Confined concrete (CC).	113
5.8	Graphic representation for the damage charts as function of drift for the Unconfined Concrete (UC).	114
5.9	Graphic representation for the damage charts as function of displacement ductility for the Unconfined Concrete (UC). (a) BCS (HNSS, $n > 0$) Walls, (b) RCS (LNSS-MNSS, $n > 0$) Walls	114
5.10	Damage chart related to the confined effects.	114
5.11	Damage charts as a function of drift for the Confined concrete (CC). Concrete strength effects.	115
5.12	Damage charts as a function of displacement ductility μ for the Confined concrete (CC). Concrete strength effects.	115
5.13	Damage chart in core (CC) related to the nominal shear stress effects.	115
A.1	Wall W ₄ (Chen, 2005). Response prediction vs. Experimental test.	127
A.2	Wall W ₃ (Chen, 2005). Response prediction vs. Experimental test.	128
A.3	Wall R ₁ (Oesterle et al., 1976). Response prediction vs. Experimental test.	129
A.4	Wall R ₂ (Oesterle et al., 1976). Response prediction vs. Experimental test.	130

A.5	Wall B ₁ (Oesterle et al., 1976). Response prediction vs. Experimental test.	131
A.6	Wall B ₂ (Oesterle et al., 1976). Response prediction vs. Experimental test.	132
A.7	Wall B ₃ (Oesterle et al., 1976). Response prediction vs. Experimental test.	133
A.8	Wall B ₄ (Oesterle et al., 1976). Response prediction vs. Experimental test.	134
A.9	Wall B ₅ (Oesterle et al., 1976). Response prediction vs. Experimental test.	135
A.10	Wall B ₆ (Oesterle et al., 1979). Response prediction vs. Experimental test.	136
A.11	Wall B ₇ (Oesterle et al., 1979). Response prediction vs. Experimental test.	137
A.12	Wall B ₈ (Oesterle et al., 1979). Response prediction vs. Experimental test.	138
A.13	Poutre OA1 Vecchio & Shim (2004). Béton: $f'_c = 22,6$ MPa; Acier: (1) $f_y = 445$ MPa et $E_s = 220000$ MPa (M25) - (2) $f_y = 436$ MPa et $E_s = 200000$ MPa (M30)	141
A.14	Poutre A1 Vecchio & Shim (2004). Béton: $f'_c = 24,1$ MPa; Acier: (1) $f_y = 315$ et $E_s = 200000$ MPa (M10)-(2) $f_y = 445$ MPa (M25) et $E_s = 220000$ MPa - (3) $f_y = 436$ et $E_s = 200000$ MPa (M30) - (4) $f_y = 600$ et $E_s = 200000$ MPa (D5).	141
A.15	Poutre OA1 Vecchio & Shim (2004). Force-déplacement à mi-portée. Experimental Test curve adapted from Vecchio & Shim (2004)	142
A.16	Poutre OA1 Vecchio & Shim (2004). (a) et (b) Endommagement prédit en tension (DT) et en compression (DC) pour le point d'analyse, (c) Endommagement final selon le test.	142
A.17	Poutre A1 Vecchio & Shim (2004). Force-déplacement à la mi-portée.	143
A.18	Poutre A1 Vecchio & Shim (2004). (a) et (b) Endommagement prédit en tension (DT) et en compression (DC) pour le point d'analyse, (c) Endommagement final selon le test.	143
A.19	Pilier CH110 (Chancy, 2015). Béton: $f'_c = 37,2$ MPa; Acier: (1) $f_y = 462$ MPa et $E_s = 210040$ MPa (15mm) - (2) $f_y = 386$ MPa et $E_s = 196183$ MPa (35mm)	145
A.20	Pilier CS110 (Calixte, 2015). Béton: $f'_c = 35,3$ MPa; Acier: (1) $f_y = 462$ MPa et $E_s = 210040$ MPa (15mm) - (2) $f_y = 386$ MPa et $E_s = 196183$ MPa (35mm)	145
A.21	Pilier CH110 (Chancy, 2015). Force horizontale vs. déplacement en tête du pilier.	146
A.22	Pilier CH110 (Chancy, 2015). (a) Endommagement en traction prédit par EfiCoS; (b) Endommagement en compression prédit par EfiCoS; (c) Endommagement enregistré au laboratoire.	146
A.23	Pilier CS110 (Chancy, 2015). Force horizontale vs. déplacement en tête du pilier.	147
A.24	Pilier CS110 (Chancy, 2015). (a) Endommagement en traction prédit par EfiCoS; (b) Endommagement en compression prédit par EfiCoS; (c) Endommagement enregistré au laboratoire.	147

List of Tables

3.1	Relationship between Damage, Drift, Displacement Ductility and Performance levels. Confined Concrete (core).	53
3.2	Relationship between Damage, Drift, Displacement Ductility and Performance levels. Unconfined Concrete (cover).	54
3.3	Performance Levels, maximum permissible Drifts and damage states according to SEAOC (1995)	54
3.4	Relationship between Engineering Limit States, Damage, Drift and Performance levels. HSC Columns	55
3.5	Relationship between Engineering Limit States, Damage, Drift and Performance levels. NSC Columns	55
5.1	Material characteristics and walls details (1 mm = 0.04 in., 1 MPa = 0.145 ksi)	92
5.2	Material characteristics and walls details (1 mm = 0.04 in., 1 MPa = 0.145 ksi)	93
5.3	Basic parameters of damage laws used for the unconfined concrete (cover) in walls (1 MPa = 0.145 ksi)(†)	97
5.4	Basic parameters of damage laws used for the confined concrete (core) in walls (1 MPa = 0.145 ksi)(‡)	98
5.5	Maximum shear force in walls. Comparison of prediction and experimental results (1 kN = 0.22 kips)	101
5.6	Tip Displacements associated with the cracking and the longitudinal reinforcement yielding (1 mm = 0.04 in.)	103
5.7	Relationship between engineering limit states, damage, drift and performance levels for walls	105
5.8	Relationship between Damage, Drift, Displacement Ductility and Performance levels. Confined Concrete. RCS Walls.	113
5.9	Relationship between Damage, Drift, Displacement Ductility and Performance levels. Confined Concrete. BCS Walls.	116
5.10	Relationship between Damage, Drift and Performance levels. Unconfined Concrete. RSC Walls (n > 0)	116
5.11	Relationship between Damage, Drift and Performance levels. Unconfined Concrete. BSC Walls (n > 0)	116
A.1	Poutres OA1 et A1. Paramètres de base de la loi d'endommagement du béton (1 MPa = 0.145 ksi)	140

A.2	Piliers CH110 et CS110. Paramètres de base de la loi d'endommagement du béton confiné ($1 \text{ MPa} = 0.145 \text{ ksi}$)(†)	144
A.3	Piliers CH110 et CS110. Paramètres de base de la loi d'endommagement du béton non confiné ($1 \text{ MPa} = 0.145 \text{ ksi}$)(†)	144

Chapter 1

Introduction

1.1 Contexte de l'étude

Actuellement, le génie parasismique met l'accent sur le développement d'une méthodologie rationnelle pour l'analyse et le dimensionnement des structures en béton armé basés sur des objectifs de performance. Cette méthodologie est connue sous le nom de dimensionnement sismique basé sur la performance (DBP). Dans un contexte d'une approche déterministe, l'objectif est une fonction du niveau de performance souhaité et le niveau d'aléa sismique auquel la structure sera exposée. Ces niveaux de performance sont définis, en général, en terme de l'endommagement permis qui peut varier de la simple fissuration jusqu'à un état d'endommagement proche de l'effondrement de la structure.

Il est incontestable que si la mesure de la performance est directement liée à un niveau attendu d'endommagement, une méthodologie comme celle-ci devrait être supportée par des outils capables de prédire et de quantifier l'endommagement avec une grande précision. Cependant, ceci n'est pas aisé à réaliser. Avec les années, les outils informatiques disponibles permettant de réaliser un dimensionnement fondé sur des objectifs de performance ont été développés. Par contre, la plupart d'entre eux sont basés sur des analyses statiques non linéaires traditionnelles (de type *pushover*) qui ne prédisent pas l'endommagement local. Actuellement, le problème est traité, en général, du point de vue de la prédiction de la capacité de la réponse globale de la structure, en termes de force et de déplacement. Le déplacement relatif δ_θ (*drift*) est ensuite employé comme un moyen pour estimer de manière qualitative le niveau d'endommagement attendu. Ainsi, il est évident que cette approche n'est pas suffisante pour répondre aux objectifs prévus par le

DBP.

Un effort important a été déployé par rapport au développement des formulations analytiques rationnelles destinées à l'étude du comportement non linéaire du béton armé. Parmi ces formulations, une des plus remarquables est celle de la théorie modifiée du champ de compression, en anglais *Modified Compression Field Theory* (MCFT) (Vecchio & Collins, 1986), qui a été suivie par la théorie du champ de compression diffusée (DSFM) (Vecchio, 2000). La MCFT, élaborée à partir de l'analyse des résultats de nombreux essais de laboratoire, a permis de mieux comprendre la réponse du béton armé de son état initial jusqu'à sa ruine. La MCFT a réussi à obtenir des prédictions fiables de la réponse, dans le domaine non linéaire, des éléments soumis aux charges de cisaillement avec la possibilité d'intégrer les actions de flexion et de force axiale.

Par ailleurs, des études antérieures ont démontré que le logiciel EFiCoS (Éléments finis par couches superposées) (La Borderie, 1991) possède un grand potentiel pour l'étude du comportement non linéaire des structures en béton armé. Étant donnée sa capacité à mesurer l'endommagement local et à calculer la réponse des éléments en utilisant directement les lois de comportements des matériaux, EFiCoS représente un outil intéressant pour l'analyse dans un contexte du DBP.

Ainsi, dans cette étude, il y a un intérêt à contribuer au développement des outils qui permettront l'analyse des murs de refend dans un contexte DBP. Étant donné que le cisaillement est une sollicitation non négligeable pour ce type d'éléments, l'intégration de la MCFT et d'autres formulations dans le logiciel EFiCoS permettra d'obtenir des prédictions fiables de la réponse des murs de refends, dans le domaine non linéaire des matériaux. Suite à une caractérisation de l'endommagement en fonction de plusieurs variables de contrôle, l'établissement des critères quantitatifs et qualitatifs sera nécessaire pour lier l'endommagement local et global prédit par EFiCoS et les états limites associés au niveau de performance décrit par le DBP. Ceci conduira à l'obtention des indices d'endommagement limite pour chaque niveau de performance.

1.2 Problématique

Généralement, les critères d'évaluation du niveau de performance dans le DBP sont associés au déplacement relatif limite (*drift limit*) pour l'évaluation de la performance glob-

ale de la structure et de la capacité de déformation inélastique et de résistance pour l'évaluation des membrures. L'ensemble de ces critères de révision est le moyen employé par le DBP pour s'assurer que le niveau d'endommagement désiré soit vraiment associé à l'objectif de performance choisi par le concepteur.

Actuellement au Canada, les méthodologies de dimensionnement des murs de refend ductiles de la norme CSA-A23.3 (2014) s'appuient en grande partie sur des critères de déplacement (rotation) permis afin de s'assurer que la ductilité disponible soit suffisante pour obtenir la performance voulue. Pour cette raison, un état limite pour les rotations inélastiques dans la région plastique est établi. Les rotations inélastiques sont considérées comme un bon indicateur de l'endommagement dans la région plastique, laquelle est censée être localisée uniquement à la base du mur. Il est clair que, si la méthodologie proposée par la norme CSA-A23.3 (2014) tente de s'approcher de la conceptualisation du DBP, il reste beaucoup de travail à faire. Par exemple, elle ne considère pas les différents niveaux de performance. Une observation des expressions de dimensionnement de la norme permet de constater que la valeur maximale permise pour les rotations inélastiques (0,025 radian) correspond à un critère d'acceptabilité proche du niveau traditionnel de performance appelé « Prévention de l'effondrement ». Cette dénomination est retrouvée dans les protocoles américains FEMA 273 (1997), FEMA 356 (2000) et même dans le standard ASCE/SEI-41 (2013) qui a remplacé les deux normes sus-mentionnées. Cette limite nous amène à penser, par exemple, que le niveau d'endommagement permis sera très significatif dans le cas où le mur arrive à un niveau de demande de rotation inélastique similaire. Le critère d'évaluation de la performance des murs est complété par la vérification que les déplacements relatifs du système structural global ne dépassent pas les valeurs limites selon le type d'usage de la structure prescrite par le Code national du bâtiment du Canada NRCC (2010), mais aussi par le fait d'assurer une résistance adéquate des éléments.

Selon l'esprit du DBP, il devient essentiel de prédire et de quantifier l'état d'endommagement de façon plus précise pour arriver à un dimensionnement approprié et optimisé des éléments structuraux selon l'objectif de performance choisi. Ceci est valable tant pour la norme CSA-A23.3 (2014), que pour les approches décrites par l'ancien ATC 40 (1996), les protocoles de la FEMA ou ceux proposés par SEAOC (1995), entre autres. Donc, la méthode de dimensionnement devra intégrer plusieurs facteurs qui interviendront dans le processus de détérioration de la structure. Par exemple, les déformations et les déplacements associés aux différents états de performance, l'accumulation et la distribution de l'endommagement dans les éléments, une évaluation crédible de la capacité des éléments et du système, ainsi que l'identification appropriée des modes de rupture, entre autres.

L'intégration de tous ces facteurs dans la procédure de dimensionnement va permettre le développement d'un véritable DBP.

Le DBP doit aussi s'appuyer sur l'emploi d'outils informatiques puissants et capables de prédire et de caractériser de façon fiable chaque état limité associé à l'endommagement. Avec les années, les logiciels disponibles permettant de réaliser un dimensionnement fondé sur des objectifs de performance se sont développés (SAP 2000, ETABS (CSI, 2011), Ruaumoko (Carr, 2005), etc.). La plupart d'entre eux correspondent à des codes d'éléments finis qui permettent de faire des analyses non linéaires temporelles ou des analyses statiques non linéaires traditionnelles de type *pushover* qui ne prédisent pas l'endommagement local. En général, ils permettent d'arriver à des prédictions des déplacements globaux et locaux, ainsi que de quantifier la capacité résistante globale de la structure. Puisque des normes et des comités de recherche traitant le DBP établissent des liens entre quelques variables de contrôle énoncées précédemment et les niveaux de performance, il est possible d'obtenir une prédiction *qualitative* de l'endommagement. Cependant, il n'existe pas une évaluation directe ou *quantitative* de l'endommagement.

Bien qu'en partie la problématique d'estimer le niveau de performance attendu semblait être résolue, il existe encore des questionnements sur l'utilisation de ces outils informatiques à cette fin, notamment, quand il s'agit de l'analyse non linéaire des structures contrôlées par des mécanismes de rupture associés au cisaillement. Ces questionnements sont reliés à la validité des résultats obtenus par rapport à la ductilité en déplacement et à la charge résistante ultime prédites, entre autres. Des études de calibration avec des essais expérimentaux ont permis de détecter des faiblesses associées à la qualité des prédictions, particulièrement pour la ductilité où les valeurs calculées sont très éloignées des valeurs mesurées. Ceci est souvent dû à de grossières erreurs dans l'estimation de la capacité de déplacement ultime, même à partir d'analyses très élaborées (Guner, 2008). De plus, il est aussi possible d'obtenir des prédictions incorrectes de la capacité résistante du système ainsi que de la détection de modes de rupture, entre autres.

Par ailleurs, des efforts importants ont été entrepris afin de développer des formulations analytiques, destinées à l'étude plus rationnelle du comportement non linéaire du béton armé, basées sur des principes de compatibilité, d'équilibre et des relations constitutives des matériaux. Un exemple représentatif de ce type de formulation correspond à la MCFT.

Comme mentionné plus haut, plusieurs logiciels ont été élaborés afin d'implémenter la MCFT pour l'analyse du comportement des éléments en béton armé. Chacun de ces

codes ont démontré, à des degrés divers, leur habilité à prédire de façon plus ou moins raisonnable la réponse des éléments structuraux. Néanmoins, il est évident qu'il reste encore des améliorations à apporter afin de prédire de manière fiable les états limites associés aux niveaux de performance de la structure. Parfois, ces états ne sont pas détectés pendant l'analyse ou bien sa manifestation est décalée par rapport à la réponse expérimentale. Ceci, par exemple, est la raison des estimations erronées de la ductilité structurale. Certaines faiblesses ont aussi été découvertes par rapport à la qualité de la prédiction des éléments avec faible quantité d'armatures transversales. En général, une surestimation de la capacité résistante ultime et de la rigidité, ainsi que la sous-estimation du déplacement ultime ont été observées. Ce comportement se retrouve couramment dans l'analyse des murs de refend, spécialement pour ceux qui sont élancés. Dans ce cas, la capacité de ductilité globale en déplacement est normalement sous-estimée et la rigidité structurale est aussi surestimée. Dans le contexte des charges cycliques, les mauvaises prédictions ont été associées à la surestimation des déformations résiduelles, le degré d'aplatissement des cycles hystérétiques, entre autres. Un consensus existe aussi par rapport à la nécessité d'amélioration des modèles de comportement tant de l'acier que du béton.

Bien qu'il existe quelques études paramétriques pour relier l'endommagement au déplacement global et interétage de la structure à partir des indices d'endommagement (Cosenza & Manfredi, 1998; Ghobarah, 2004), ces études ont été validées par des analyses réalisées avec des logiciels qui n'étaient pas si bien adaptés pour ces fins. Dans une autre approche intéressante, Rossetto & Elnashai (2003) ont proposé des indices d'endommagement en fonction du système structural. Ces indices ont été obtenus à partir de l'analyse des données d'endommagements observés après un séisme sur un grand nombre de structures localisées en Europe. Une corrélation a aussi été faite entre ces indices et les niveaux de performance proposés, par exemple par SEAOC (1995).

Également, un lien direct entre l'endommagement, le déplacement et la ductilité structurale a été aussi établi par Cardona (2008). Ceci a été fait à partir des prédictions obtenues à l'aide d'EFiCoS sur une série de poteaux élancés (21 au total). Ces liens ont été exprimés à partir d'une série de cartes d'endommagement qui permettent de relier l'endommagement prédit par EFiCoS avec les états limites et les niveaux de performance conseillés par le SEAOC (1995). Cependant, pour les murs de refend qui sont sensibles aux effets du cisaillement, l'utilisation d'EFiCoS (version adaptée par Cardona (2008)) ne permet pas de considérer ces effets. Mais, comme mentionné auparavant, EFiCoS est un logiciel avec un grand potentiel d'amélioration permettant de vaincre ces limitations.

1.3 Objectifs

L’objectif général de cette recherche est d’offrir des critères analytiques et des outils informatiques qui contribueront à l’implémentation d’une méthodologie de dimensionnement performant des murs de refend basée sur des critères d’endommagement obtenus à partir d’une approche déterministe fiable. Cette approche devra être capable de relier l’endommagement prédit avec les différents niveaux de performance décrits par le DBP. Les murs visés dans le cadre de cette recherche sont ceux avec un rapport hauteur (h_w)/longueur(L_w) égale ou supérieure à deux (2).

Pour atteindre l’objectif général, on a établi les objectifs spécifiques suivants :

- Continuer l’amélioration, de façon générale, du code source du logiciel EFiCoS (version Cardona (2008) que possède le Centre de Recherche en Génie Parasismique, CRGP);
- Adapter et implémenter dans EFiCoS la théorie du champ de compression modifiée (MCFT) et d’autres théories complémentaires. Le but est de doter le logiciel de la capacité d’analyser la réponse au cisaillement de la structure dans un contexte non linéaire en y intégrant les sollicitations de charge axiale et de flexion;
- Réviser les critères de modélisation et de sélection des paramètres utilisés par EFiCoS pour la prédiction de la réponse des murs de refend. Cette tâche est complémentaire à celle développée par Cardona (2008) qui a été dirigée vers des éléments de type poteaux non sensibles aux effets dus au cisaillement;
- Comparer la prédiction de la réponse globale et locale donnée par EFiCoS avec la réponse obtenue en laboratoire pour une série de murs sensibles aux effets dérivés du cisaillement. La série sera composée de douze (12) spécimens, dont deux (2) déjà testés par Chen (2005)(W3 et W4), ainsi que six (6) testés par Oesterle et al. (1976)(R1, R2, B1, B2, B3, B4 et B5) et trois (3) testés par Oesterle et al. (1979)(B6, B7 et B8). Les comparaisons des réponses seront faites sur : la réponse globale force-déplacement, la détection et l’évaluation des états limites d’ingénierie associés au niveau de performance SEAOC (1995), et l’état d’endommagement global et local en examinant sa distribution et son intensité. La ductilité, la rigidité du système, ainsi que les modes de rupture seront aussi comparés. Une série additionnelle de calibrations seront réalisées sur d’autres éléments structuraux tels que les poutres et piliers de pont sensibles aux effets du cisaillement;

- Réaliser une étude en profondeur de la caractérisation de l'endommagement prédit tant au niveau global que local pour les murs de refend en fonction de plusieurs variables de contrôle;
- Définir des critères quantitatifs et qualitatifs qui permettront d'établir le niveau de performance en fonction de l'endommagement physique mesuré sur les murs. Cette tâche accompagnera le développement d'une matrice d'endommagements qui permettra de relier directement le niveau d'endommagement prédit par EFiCoS avec les états limites associés aux différents niveaux de performance décrits par le DBP. Par la suite, des indices d'endommagement limite pour chaque niveau de performance seront établis;
- Faire la mise à jour respective du moteur visuel *Visual Efficos* (Primeau, 2007) afin de permettre de traiter les données résultants des nouveaux développements implémentés dans EFiCoS. Incorporer de nouvelles fonctions pour faciliter et améliorer l'affichage des données.

1.4 L'importance de la recherche

À la lumière des faits exposés dans les sections précédentes, la combinaison de la formulation présentée par la MCFT et des théories complémentaires avec l'approche basée sur la mécanique de l'endommagement semble constituer une alternative cohérente, rationnelle et puissante dans un contexte déterministe du DBP. Il est même possible de dire que ces formulations sont un complément idéal pour EFiCoS dans la procédure de détection des états limites associés aux niveaux de performance. EFiCoS pourrait devenir un outil adéquat pour l'évaluation de la vraie performance des systèmes structuraux, notamment des murs de refend. Ceci grâce à la capacité d'EFiCoS à intégrer adéquatement les effets non linéaires associées au cisaillement avec ceux reliés à la flexion et à l'effort normal, mais aussi grâce à sa capacité à quantifier l'endommagement respectif.

En outre, la possibilité d'arriver à une estimation fiable de la distribution et de la quantification de l'endommagement local et global expérimentées par la structure permettra d'avoir des applications pratiques pour le DBP. Par exemple, il sera possible d'obtenir des liens directs entre l'endommagement et le déplacement relatif, la ductilité structurale, ou bien avec d'autres états limites. De plus, cet endommagement quantifié pourra être relié directement aux différents niveaux de performance établis par le DBP.

Finalement, malgré la tendance croissante dirigée vers une évaluation probabiliste de l'endommagement dans un contexte de DBP (Hamburger, 2004) (Hamburger, 2014)(protocoles ATC 58 (2004), FEMA 445 (2006) et FEMA P58 (2012)) à l'aide de courbes de fragilité, il reste du travail à faire par rapport à son implémentation (Kam & Jury, 2015). Ainsi, l'évaluation déterministe de l'endommagement sera toujours valable et pourrait être vue comme complémentaire à cette approche probabiliste proposée pour le DBP, spécialement aujourd'hui, quand la compréhension du comportement des matériaux est majeure et quand les matériels informatiques destinés à faire ces prédictions sont de plus en plus puissants et rapides qu'auparavant.

1.5 Structure du document

Le contenu principal de cette thèse est structuré en six chapitres et un annexe.

Le chapitre deux est destiné à présenter une revue bibliographique concernant les critères généraux sur le dimensionnement basé sur la performance, la description et les appréciations relatives à la MCFT (Vecchio & Collins, 1986) et d'autres formulations complémentaires existantes. Il s'agit des formulations qui ont démontré être utiles et fiables pour traiter les actions de cisaillement dans un contexte de non-linéarité du matériau. Ce chapitre finit avec la description sommaire du logiciel EFiCoS qui est basé sur la mécanique de l'endommagement.

Le troisième chapitre décrit d'autres développements pour le DBP dirigés à des éléments où les effets associés au cisaillement sont négligeables. Ces développements font partie de la suite des travaux réalisés par Cardona (2008) et doivent être vus comme un complément des travaux réalisés dans la présente recherche qui est dirigée vers des éléments sensibles au cisaillement. Le but est d'avoir une vision plus large concernant la problématique associée à l'implémentation du DBP dans la pratique normale de la conception des structures en béton armé. Dans ce chapitre il est exposé, entre autres, des ajustements destinés à simplifier la modélisation des éléments structuraux et aussi, des relations directes entre l'endommagement et les niveaux de performance associés au DBP. Ces relations sont exprimées à partir de chartes graphiques et de tableaux déduits en termes du déplacement relatif et aussi de la ductilité en déplacement.

Le chapitre quatre contient la description de la formulation analytique développée dans

cette recherche laquelle est basée sur l'intégration de la mécanique de l'endommagement avec la théorie du champ de compression modifiée (MCFT) et d'autres formulations complémentaires. Le chapitre décrit la stratégie adoptée pour adapter et implémenter l'ensemble de théories dans EFiCoS. Les développements analytiques propres réalisés au cours de cette recherche sont aussi décrits. Le but de cette formulation est de donner au logiciel EFiCoS la sensibilité requise pour analyser correctement la réponse des murs de refend, ainsi que d'autres structures sensibles aux actions de cisaillement.

Le cinquième chapitre, quant à lui, présente une série de vérifications de la formulation présentée au chapitre quatre et qui sont destinées à valider sa pertinence. Ces calibrations ont été réalisées en comparant la réponse prédite par EFiCoS avec celle mesurée pendant les essais au laboratoire. Des critères de modélisation sont aussi présentés. Ce chapitre finit en décrivant l'application des résultats obtenus des modélisations dans la pratique générale de la conception ou la réparation des structures existantes. Ces applications découlent de la génération d'une série de chartes graphiques et des tableaux qui contiennent des relations directes entre l'endommagement prédit et les niveaux de performance associés au DBP. Ces nouvelles chartes et nouveaux tableaux, définis pour des murs de refend, sont complémentaires à ceux présentés au chapitre trois.

En terminant, le chapitre six contient les conclusions principales de cette recherche, ainsi que les recommandations pour des travaux futurs.

À propos de l'annexe, elle présente la comparaison des résultats des prédictions de la réponse des échantillons de murs présentés dans les objectifs de cette recherche avec les réponses mesurées au laboratoire. Tous les résultats sont présentés en termes de la réponse force-déplacement, ainsi que de l'endommagement des éléments. Cette annexe conclut avec les résultats de quelques calibrations additionnelles de la formulation analytique développée réalisées au cours de cette étude. Ces calibrations correspondent à la réponse des poutres et des piliers de pont sensibles au cisaillement. Le but de présenter ces vérifications additionnelles est de démontrer la validité de la formulation analytique pour l'ensemble des éléments structuraux sensibles au cisaillement.

L'auteur met en garde au lecteur sur le fait que ce document est rédigé en français et en anglais.

Chapter 2

Analyse bibliographique

Ce chapitre présente en bref quelques concepts sur le dimensionnement basé sur la performance (DBP). Une description détaillée de la théorie du champ de compression modifiée (MCFT) (Vecchio & Collins, 1986) et d'autres formulations complémentaires existantes sont aussi exposées, avec des appréciations respectives sur leur pertinence. Cette description comprend aussi quelques contestations faites par d'autres chercheurs concernant la MCFT. Des commentaires sur les mises à jour de la MCFT et d'autres modèles semblables à celui de la MCFT sont aussi présentés. Le but est d'explorer le potentiel et les limites de l'adaptation et de l'implémentation de ces formulations, ou d'une partie d'entre elles, dans le logiciel des éléments finis EFiCoS (La Borderie, 1991). Cette analyse bibliographique en profondeur a aussi permis d'envisager les nouveaux développements analytiques requis pour arriver à l'accomplissement des objectifs proposés. Ce chapitre termine avec une description générale du logiciel EFiCoS (version Cardona (2008) que possède le Centre de Recherche en Génie Parasismique, CRGP). Les lois des matériaux les plus souvent employées pour ce logiciel seront aussi présentées et discutées ci-dessous.

2.1 Critères généraux sur le dimensionnement basé sur la performance (DBP)

Le DBP est une approche moderne et rationnelle pour le dimensionnement parasismique des structures. Au lieu de se fonder sur des règles empiriques, cette approche tente d'interpréter la réponse de la structure en utilisant des concepts de base reliés au com-

portement des matériaux et aux principes d'équilibre.

Bien que l'application du DBP ne soit pas nouvelle pour d'autres disciplines de l'ingénierie, elle l'est pour le génie parasismique. Nous pouvons dire que la plupart des développements, par rapport à ce sujet, ont été réalisés aux États-Unis. Dans ce pays, le comité ATC (*Applied Technology Council*), la SEAOC (*Structural Engineers Association of California*), ainsi que l'agence FEMA (*Federal Emergency Management Agency*) ont proposé des procédures rationnelles pour le DBP. Toutefois, il y a encore plusieurs incertitudes concernant la prédiction de la réponse d'une structure qui doivent être clarifiées. Le but est de déterminer le niveau de confiance concernant la capacité d'une structure à atteindre les objectifs de performance prévus.

Au Canada, l'ancien Code national du bâtiment du Canada (NRCC, 2005) et la norme CSA-A23.3 (2004) ont introduit le concept du DBP dans la procédure du dimensionnement sismique des murs de refend (ductiles). Même dans les plus récentes versions de ces standards, tel que mentionné dans la section 1.2, la méthodologie de dimensionnement s'appuie toujours en grande partie sur des critères de déplacement (rotation) permis pour assurer la performance des murs. Bien que cette méthodologie essaye d'implémenter une méthode de dimensionnement plus rationnelle, il reste du travail à faire pour le qualifier entièrement comme une méthodologie basée sur la performance. Par exemple, elle ne considère pas l'adoption des différents niveaux de performance. Alors, il ne s'agit pas d'une vraie méthodologie de DBP, mais plutôt d'une adaptation des recommandations exposées par le comité américain Vision 2000 (SEAOC, 1995). Enfin, seulement le Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA-S6, 2014) a essayé d'introduire une méthodologie de conception basée sur la performance. Des différents niveaux et des critères de performance associés, en fonction des dommages spécifiés, sont établis.

Dans un contexte déterministe, sur lequel est encadrée la présente recherche, ce sont donc les protocoles américains (ATC 40 (1996), le Vision 2000 (SEAOC, 1995) et le FEMA 273 (1997)) qui ont été reconnus comme la première génération des procédures de dimensionnement basées sur la performance. Une deuxième génération des procédures visant à améliorer ces derniers a été présentée sous le standard FEMA 356 (2000), qui a été remplacé par la suite par le standard ASCE/SEI-41 (2013), actuellement en vigueur. Tous ces documents ont été conçus ou rédigés afin de mettre en oeuvre des procédures de conception parasismique basées sur la performance dans les codes de conception. Bien que ces documents s'appliquent, spécialement, aux structures existantes en voie de réhabilitation, ces procédures sont aussi applicables aux nouvelles structures dans un dimensionnement

aux charges parasismiques. Chaque document a ses propres particularités par rapport à la définition des niveaux de performance, des paramètres de contrôle et de la procédure à employer pour déterminer le niveau de performance, mais ils sont essentiellement similaires. Cependant, il existe des réserves concernant la validité de son utilisation pour le dimensionnement de nouvelles structures (Paret et al., 2011).

Bien qu’il existe quelques différences par rapport à la définition des niveaux de performance entre les procédures énoncées, en général, les différents niveaux de performance d’une structure sont définis par rapport à l’évolution de l’endommagement, du début jusqu’à l’effondrement imminent de la structure. Le FEMA 356 (2000), définit, par exemple, les niveaux de performance structuraux suivants : *opérationnel*, *occupation immédiate*, *sauvegarde de la vie humaine* et *prévention de l’effondrement*.

Tous ces niveaux sont associés aux différents états limites d’ingénierie, tant pour les composantes structurales individuelles que pour la structure de manière globale. Une définition intéressante de ces états limites associés aux niveaux de performance a été donnée par la Fédération internationale du béton (FIB, 2003). Ce document mentionne la relation des états limites des composantes structurales, tels que la fissuration, le début de la plastification des aciers, l’éclatement et la fragmentation de l’enrobage (*spalling*), le flambage et la rupture de l’acier longitudinal, la perte de résistance au niveau de l’ancrage ou du chevauchement et la perte de la capacité portante aux charges de gravité avec les différents niveaux de performance. Concernant la structure de façon globale, les états limites reliés aux niveaux de performance sont les suivants : le taux de déplacement latéral interétage (*inter-story drift*), le taux résiduel de déplacement latéral interétage, la dégradation de la résistance du système et la stabilité structurale ou effondrement.

Il est possible de constater que les états limites mentionnés ci-dessus permettent d’établir un lien entre l’endommagement physique et les niveaux de performance, mais en grande partie seulement en termes qualitatifs. De plus, une quantification plus précise de ces états est encore nécessaire, de même que la possibilité de faire un lien direct entre ces états et l’endommagement exprimé en termes quantitatifs, par exemple, à partir des indices d’endommagement comme ceux proposés dans la présente étude.

Au cours des dernières années, le concept d’une évaluation de la performance en termes probabiliste a pris de la force dans le DBP. Ceci en raison des inquiétudes reliées, entre autres à l’exactitude de la prédiction de la réponse structurale à l’aide des procédures analytiques disponibles et à des questions reliées au niveau de conservatisme présent dans

les critères d'acceptation des protocoles déterministes. Ceux-ci conduisent parfois, par exemple, à l'incapacité d'appliquer économiquement ces procédures à la conception de nouvelles structures (Paret et al., 2011). Dans l'approche probabiliste, plutôt que de faire une évaluation déterministe de l'endommagement, celui-ci est estimé à l'aide de courbes de fragilité qui sont obtenues en termes probabilistes (ATC 58, 2004; FEMA 445, 2006; FEMA P58, 2012). Cette initiative, qui est encore en voie de se développer, pourrait représenter, selon plusieurs, l'avenir pour le DBP. Cependant, il reste du travail à faire, par exemple en relation aux fonctions d'endommagement et de fragilité (Kam & Jury, 2015).

Malgré les dernières tendances énoncées pour l'estimation probabiliste de l'endommagement, son évaluation déterministe sera toujours valable et pourrait être vue comme complémentaire à la nouvelle méthodologie proposée par le DBP. Finalement, la possibilité d'arriver à une estimation fiable de la distribution et de la quantification de l'endommagement local et global expérimenté par la structure permettra de faire une contribution importante à l'approche déterministe du DBP. La possible quantification de l'endommagement permettra le développement des applications pratiques destinées à faire les liens directs requis entre l'endommagement, les états limites d'ingénierie et les niveaux respectifs de performance postulés pour les protocoles du DBP.

2.2 La théorie du champ de compression modifiée (MCFT)

La MCFT fait partie des différents modèles constitutifs développés à l'Université de Toronto (CA), destinés à la prédiction du comportement des éléments de béton armé. Le premier de ces modèles, qui a inspiré les suivants, correspond à celui appelé *la théorie du champ de compression* (CFT) (Mitchell & Collins, 1974; Collins, 1978). À la suite de la formulation de la CFT, la MCFT (Vecchio & Collins, 1986) ainsi que *la théorie du champ de compression diffusé* (DSFM) (Vecchio, 2000) ont été développées, toujours dans l'objectif d'introduire des améliorations et de surmonter des inconsistances reliées aux formulations. Tous les modèles ont été conçus afin de proposer des procédures simples et rationnelles pour l'étude du problème complexe du comportement du béton armé fissuré.

2.2.1 Description générale de la MCFT

La MCFT est un modèle analytique destiné à prédire la réponse charge-déformation des éléments de béton armé soumis aux contraintes planes (2D) normales et de cisaillement. Une extension de la formulation pour l'étude des éléments à trois dimensions (3D) a été faite par Kirschner & Collins (1986) et ensuite complétée par Adebar & Collins (1994). La MCFT ne considérerait pas l'historique de déformation dans le calcul de contraintes puisqu'elle a été conçue originalement pour l'étude des éléments soumis aux charges appliquées de façon monotone. Donc, des développements parallèles faits par Vecchio (1999) et Palermo & Vecchio (2004) ont permis d'arriver la rendre applicable dans le contexte de la réponse cyclique.

La version originale de la MCFT (Vecchio & Collins, 1982) a été formulée à partir des résultats obtenus d'essais de type monotone faits à l'Université de Toronto. Ces essais ont été réalisés sur une série des panneaux en béton armé soumis aux contraintes biaxiales de cisaillement. La plupart des tests ont été exécutés en cisaillement pur. Les résultats obtenus ont permis de corroborer la présence des deux effets suivants qui n'ont pas été considérés par la CFT (Mitchell & Collins, 1974; Collins, 1978):

- La réponse en compression du béton fissuré est substantiellement différente de celle d'un spécimen non endommagé chargé de façon uniaxiale. En effet, la présence de grandes déformations de traction génère une réduction substantielle de la rigidité et de la résistance du béton en compression (adoucissement ou *softening*). Cette constatation a conduit à la plus importante caractéristique de la MCFT qui est de traiter le béton fissuré comme un nouveau matériau avec ses propres relations contrainte-déformation;
- Il est possible de tenir compte de la traction reprise par le béton fissuré. Le fait de négliger la présence de ces contraintes conduit à une surestimation des déformations et à une légère sous-estimation de la résistance au cisaillement. La prise en compte de la traction reprise par le béton fissuré permet d'obtenir une résistance supplémentaire au cisaillement appelée normalement, V_c (Collins, 1998; Hsu, 1998).

La formulation finale de la MCFT a été présentée quatre années plus tard par (Vecchio & Collins, 1986), en incluant une révision locale de l'état des contraintes sur le plan de la fissure moyenne. Cette révision a été considérée d'extrême importance, spécialement pour des éléments à faible ou nulle quantité d'armatures transversales.

Après la présentation de la version finale de la MCFT, des améliorations successives ont été proposées par Collins & Mitchell (1987), Vecchio & Collins (1993), Bentz (1999) et Vecchio (1999), entre autres. Ces améliorations seront aussi étudiées afin de vérifier la pertinence de son utilisation dans la procédure d'implémentation de la MCFT dans EFiCoS.

Pour la MCFT, le béton fissuré est simulé comme un milieu continu avec des caractéristiques orthotropes. Le béton et l'acier sont considérés comme parfaitement adhérents. De plus, les armatures sont censées être uniformément distribuées sur l'élément étudié. Afin de simplifier la formulation, les relations constitutives du béton et de l'acier sont considérées indépendantes. Également, dans le but d'introduire directement l'effet du *softening* sur la réponse en compression du béton, les relations constitutives du béton sont exprimées en termes des directions principales.

La MCFT utilise une approche de fissuration diffuse rotative (*smeared rotating crack approach*). On suppose que les déformations et les contraintes sont de caractère moyen, c'est-à-dire, qu'elles sont représentatives d'une région ou d'une longueur suffisamment grande pour inclure de quelques fissures (figure 2.1).

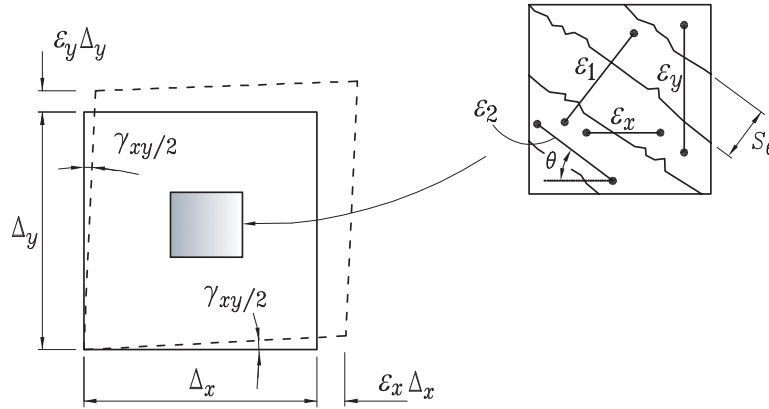


Figure 2.1: Déformations moyennes.

La MCFT suppose que les déformations moyennes prennent en compte les effets combinés des déformations générales locales sur le plan de la fissure, les déformations entre fissures, les déformations reliées aux mécanismes d'adhérence entre le béton et l'acier, ainsi que le phénomène local de glissement dans la fissure, communément appelé *crack slip* (figure 2.2). Pourtant, ce dernier phénomène n'est pas introduit directement dans la formulation des relations de compatibilité de la MCFT contrairement à celle de la DSFM (Vecchio, 2000).

Concernant les contraintes moyennes (figure 2.3), il est supposé que celles-ci devront tenir compte des effets combinés des contraintes générales entre les fissures et sur le plan de

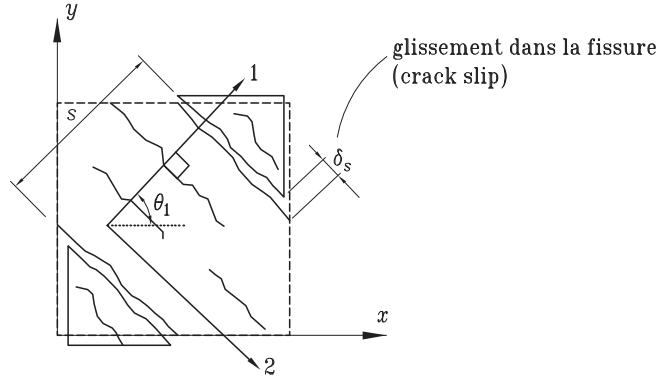


Figure 2.2: Phénomène local du glissement dans la fissure (crack slip)(adapted from Vecchio (2000)).

la fissure, telles que la contrainte reliée à l'engrenure des granulats (*aggregate interlock*), ainsi que l'effet goujon (*dowel action*) généré par l'armature longitudinale.

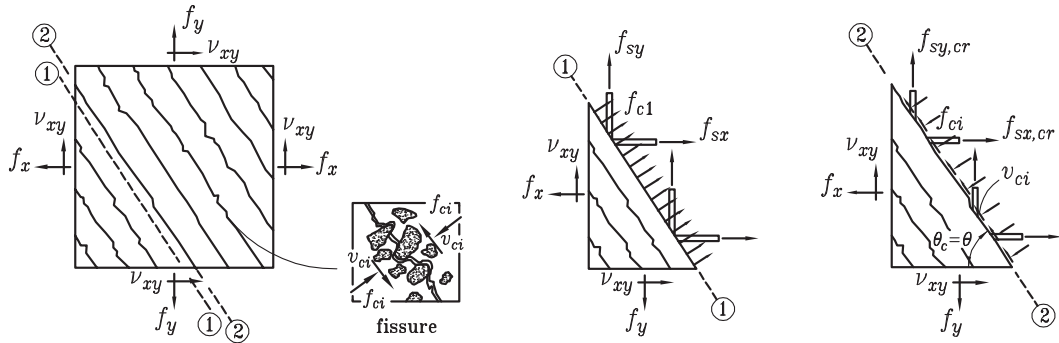


Figure 2.3: Contraintes moyennes et locales.

Dans la MCFT, le plan de la fissure moyenne est censé rester toujours coaxial avec la direction de la contrainte principale de compression, θ_c (figure 2.3). Ce plan de fissuration, plutôt que de représenter le comportement d'une simple fissure, représente plusieurs fissures espacées de façon uniforme.

Par simplicité, la MCFT suppose la coïncidence entre l'angle de la contrainte principale en compression θ_c et l'angle de la déformation principale en compression θ (figure 2.1). Bien que pendant les tests réalisés à l'Université de Toronto, la possibilité d'avoir un décalage entre les deux angles principaux ($\theta_c = \theta \pm 10^\circ$) a été constatée, il a été décidé de considérer les deux angles comme égaux. Cette simplification ($\theta_c = \theta$), estimée raisonnable par Collins (1998), cherche d'abord d'une manière plus simplifiée le phénomène complexe du comportement du béton fissuré.

C'est important de signaler que le terme *rotatif*, associé au modèle de fissuration, est

donné parce que l'angle θ tourne continuellement avec l'incrément proportionnel de la charge. Ce dernier concept fait la différence principale avec une formulation à angle fixe où toutes les expressions d'équilibre et de compatibilité de déformations sont exprimées en fonction de la direction des contraintes principales mesurées au moment de la première fissuration. Cette dernière formulation est considérée, en général, plus compliquée que celle de la MCFT. Parmi les modèles à angle fixe les plus connus, il se trouve celui appelé *Fixed-Angle Softened-Truss Model* (FA-STM) (Pang & Hsu, 1996) développé à l'Université de Houston (É.-U.).

Un autre modèle à rotation bien connu correspond à celui appelé *Rotating-Angle Softened-Truss Model* (RA-STM) (Hsu, 1988, 1993). Développé à l'Université de Houston (É.-U.), RA-STM emploie les mêmes relations d'équilibre et de compatibilité utilisés par la MCFT. Cependant, des aspects reliés aux modèles constitutifs des matériaux font la différence. Une importante restriction par rapport au modèle RA-STM est reliée à l'intervalle de l'angle θ sur lequel le modèle est applicable. Selon Hsu (1996), l'angle θ qui détermine l'orientation du plan de fissuration doit être compris entre 33 et 57 degrés ($33^\circ \leq \theta \leq 57^\circ$). À l'extérieur de cet intervalle, Hsu (1996) recommande d'utiliser plutôt le modèle FA-STM. Ces dernières observations permettent d'établir les avantages d'utiliser la MCFT par rapport aux formulations de RA-STM et FA-STM.

2.2.2 Relations de compatibilité pour la MCFT

Basées sur le concept de parfaite adhérence entre le béton et l'acier, les déformations moyennes du béton (ε_c) sont les mêmes que celles de l'acier (ε_s) au même niveau. Donc, si l'on considère l'orthogonalité de l'armature, dans le sens x et y, comme montre la figure 2.3, les conditions de compatibilité suivantes sont établies:

Pour la direction x ,

$$\varepsilon_{sx} = \varepsilon_{cx} = \varepsilon_x \quad (2.1)$$

Pour la direction y ,

$$\varepsilon_{sy} = \varepsilon_{cy} = \varepsilon_y \quad (2.2)$$

Le cercle de Mohr en 2D pour les déformations (figure 2.1) peut être employé afin de trouver les conditions restantes de compatibilité pour l'élément fissuré. Ce cercle est déduit à partir de ε_x , ε_y et de la déformation moyenne en cisaillement γ_{xy} (figure 2.1).

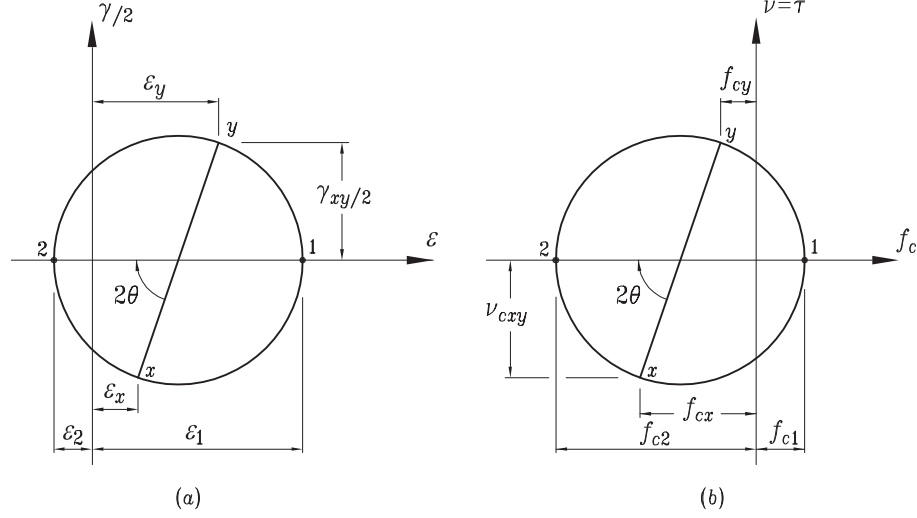


Figure 2.4: Cercles de Mohr. (a) pour les déformations moyennes (b) pour les contraintes moyennes.

Alors, la déformation principale moyenne due à la compression ε_2 et son équivalent due à la tension ε_1 , peuvent être calculées à partir de:

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{2}(\varepsilon_x + \varepsilon_y) - \frac{1}{2}\sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + \gamma_{xy}^2} \quad (2.3)$$

et,

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2}(\varepsilon_x + \varepsilon_y) + \frac{1}{2}\sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + \gamma_{xy}^2} \quad (2.4)$$

Avec la connaissance de ces derniers paramètres, la direction de la contrainte principale moyenne en compression ($\theta_c = \theta$) peut être évaluée comme:

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{\varepsilon_x - \varepsilon_2}{\gamma_{xy}/2} \right] = \tan^{-1} \left[\frac{2(\varepsilon_x - \varepsilon_2)}{\gamma_{xy}} \right] \quad (2.5)$$

Parmi d'autres relations de comptabilité disponibles à invoquer, il existe celles reliées au premier invariant du tenseur de déformation J_1 :

$$J_1 = \varepsilon_x + \varepsilon_y = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 \quad (2.6)$$

et la série suivante,

$$\tan^2 \theta = \frac{(\varepsilon_x - \varepsilon_2)}{(\varepsilon_y - \varepsilon_2)} = \frac{(\varepsilon_1 - \varepsilon_y)}{(\varepsilon_1 - \varepsilon_x)} = \frac{(\varepsilon_1 - \varepsilon_y)}{(\varepsilon_y - \varepsilon_2)} = \frac{(\varepsilon_x - \varepsilon_2)}{(\varepsilon_1 - \varepsilon_x)} \quad (2.7)$$

2.2.3 Conditions d'équilibre pour la MCFT

La MCFT suppose que toutes les charges imposées sur l'élément en termes de contraintes (f_x, f_y, τ_{xy}) sont uniformément appliquées sur sa frontière (figure 2.3). Donc, pour l'élément composite, il est supposé que le système de charges appliquées est balancé par la résultante des contraintes moyennes internes enregistrées dans le béton et dans l'acier (figure 2.5). Du fait que la MCFT ne calcule pas directement l'effet goujon (*dowel action*), la réponse de l'acier est considérée seulement dans le sens axial ($v_{sx} = v_{sy} = 0$).

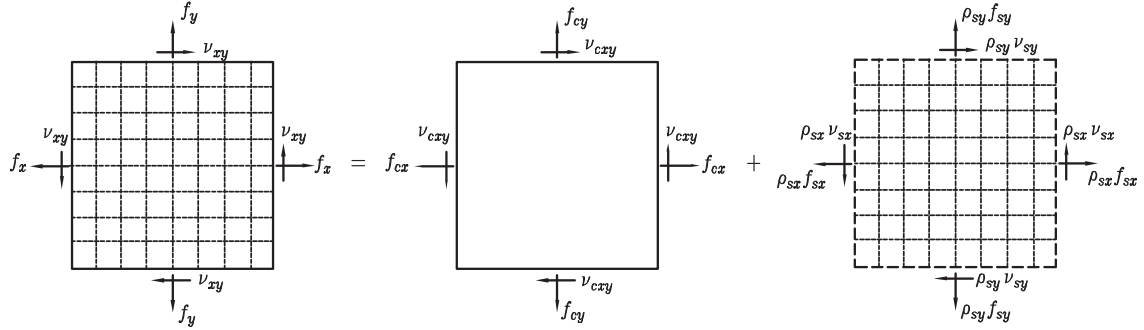


Figure 2.5: Équilibre dans l'élément de béton armé. (a) charges appliquées aux frontières de l'élément (b) composante résistante du béton (c) composante résistante de l'acier.

2.2.3.1 Dans le contexte des contraintes moyennes (*average*)

Basés sur les considérations annotées ci-dessus, le système d'équations d'équilibre suivant est établi:

$$f_x = f_{cx} + \rho_{sx} f_{sx} \quad (2.8)$$

$$f_y = f_{cy} + \rho_{sy} f_{sy} \quad (2.9)$$

$$\nu_{xy} = \nu_{cxy} \quad (2.10)$$

où, $f_{cx,y}$ représente les contraintes moyennes dans le béton dans les directions x et y , respectivement, $\rho_{sx,y}$ correspond au taux d'armature en direction x et y , respectivement.

Soit en faisant la transformation de coordonnées respectives ou en employant le cercle de Mohr, il est possible de relier les contraintes moyennes en termes des axes principaux:

- Par rapport au béton:

$$f_{cx} = f_{c1} - v_{cxy} \cot \theta_c \quad (2.11)$$

$$f_{cy} = f_{c1} - v_{cxy} \tan \theta_c \quad (2.12)$$

$$f_{c2} = f_{c1} - v_{cxy} (\tan \theta_c + \cot \theta_c) \quad (2.13)$$

- Par rapport au système composite;

$$f_x = f_{c2} \cos^2 \theta_c + f_{c1} \sin^2 \theta_c + \rho_{sx} f_{sx} \quad (2.14)$$

$$f_y = f_{c2} \sin^2 \theta_c + f_{c1} \cos^2 \theta_c + \rho_{sy} f_{sy} \quad (2.15)$$

$$v_{xy} = (f_{c1} - f_{c2}) \sin \theta_c \cos \theta_c \quad (2.16)$$

Il est important de mentionner que la MCFT suppose $\theta_c = \theta$.

2.2.3.2 Dans le contexte local, relié au plan de la fissure

Outre la vérification de l'équilibre en termes des contraintes moyennes, la MCFT demande la révision locale des contraintes qui agissent sur le plan de la fissure. Le but est de garantir l'équivalence statique des contraintes sur cette surface. Comme indiqué à la figure 2.3, la théorie suppose la présence de la contrainte locale de cisaillement v_{ci} transférée par la engrenure des granulats (*aggregate interlock*).

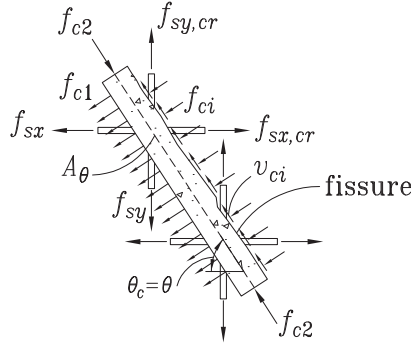


Figure 2.6: Relation des contraintes moyennes et locales sur le plan de la fissure moyenne.

L'équivalence statique des forces, en examinant les plans 1 et 2 montrés à la figure 2.3, conduit aux équations d'équilibre suivantes:

$$\rho_{sx} f_{sx} + f_{c1} = \rho_{sx} f_{sx,cr} - v_{ci} \cot \theta - f_{ci} \quad (2.17)$$

$$\rho_{sy}f_{sy} + f_{c1} = \rho_{sy}f_{sy,cr} + \nu_{ci} \tan \theta - f_{ci} \quad (2.18)$$

Ces relations des contraintes ont été obtenues en faisant la somme des forces résultantes des contraintes agissant sur le plan de la fissure (avec aire A_θ) et sur l'aire projetée de A_θ par rapport à chaque axe orthogonal (x et y). Ces mêmes relations pourraient être obtenues en examinant le corps libre de la figure 2.6.

La présence de ν_{ci} sur le plan de la fissure a été contestée par Hsu (1996) et Hsu (1998). Selon lui, l'existence de la contrainte de cisaillement (ν_{ci}) sur la bielle en compression viole le principe de base de la mécanique de solides. En réponse à cette contestation, Collins (1998) a postulé que la contrainte locale ν_{ci} est nécessaire afin de garantir l'équilibre dans les situations où la contrainte locale dans l'armature a atteint sa valeur maximale, c'est-à-dire, la contrainte de plastification, f_y ($f_{s(x,y),cr} \leq f_y$). Ce cas est relié normalement aux éléments faiblement renforcés ou sans aucun contenu d'armature. Bentz (1999) a opiné que la présence de ν_{ci} est possible dans certains cas à cause d'une déviation de l'angle des contraintes principales locales par rapport à l'angle associé aux contraintes principales moyennes. Selon Bentz, ceci est relié au comportement non linéaire des armatures.

Devant l'absence de ν_{ci} et de f_{ci} , cette dernière considérée très petite ($f_{ci} \approx 0$), les conditions d'équilibre postulées par les équations (2.17) et (2.18) deviennent:

$$f_{c1} = \rho_{sx}(f_{sx,cr} - f_{sx}) = \rho_{sy}(f_{sy,cr} - f_{sy}) \quad (2.19)$$

Une autre expression d'équilibre, privilégiée par Collins (1998) en raison de sa simplicité, peut être obtenue en considérant l'équilibre dans la direction normale au plan de la fissure (figure 2.6):

$$f_{c1} = \rho_{sy}(f_{sy,cr} - f_{sy}) \sin^2 \theta + \rho_{sx}(f_{sx,cr} - f_{sx}) \cos^2 \theta \quad (2.20)$$

Comme expliqué ci-dessous, les lois constitutives des matériaux donneront des valeurs de frontière pour définir le critère de révision sur le plan de la fissure.

2.2.4 Lois constitutives pour la MCFT

2.2.4.1 Relations contrainte-déformation pour le béton

Concernant le béton, la MCFT exprime ses relations constitutives en fonction des contraintes et des déformations principales moyennes.

Pour le béton en compression:

La relation contrainte-déformation du béton en compression pour la MCFT est interprétée à partir d'une courbe de base, dont les ordonnées sont modifiées par un facteur β . Ce facteur β appliqué à la courbe de base fait la correction associée à l'adoucissement de la réponse en compression du béton. La courbe de base correspond à celle obtenue du cylindre du béton essayé en compression uniaxiale. Il faut mentionner que parfois c'est aussi la déformation correspondant à la résistance au pic qui peut être modifiée par le facteur β .

Comme mentionné auparavant, Vecchio & Collins (1982) ont corroboré que la résistance principale en compression f_{c2} du béton n'est pas seulement en fonction de la déformation principale en compression ε_2 , telle que supposée par la CFT. En fait, la coexistence de la déformation principale en traction ε_1 fait réduire la résistance et la rigidité du béton. Bien ce phénomène ait été constaté en première instance par Robinson & Demorieux (1972), seulement Vecchio & Collins (1982) ont réussi à le quantifier pour la première fois.

La formulation du *softening* présenté plusieurs changements. Pour la version originale de la MCFT, Vecchio & Collins (1982) ont proposé de prendre comme courbe de base la parabole de Hognestad et d'appliquer le facteur β à l'ordonnée de la courbe et à la déformation associée au pic de la résistance en compression. La version finale de la MCFT (Vecchio & Collins, 1986) a conservé comme courbe de base cela de Hognestad, mais elle a éliminé la correction de la déformation ε'_c et prend la forme suivante:

$$f_{c2} = f_{c2,max} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_c} \right) - \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_c} \right)^2 \right] \quad (2.21)$$

où, $f_{c2,max}$ correspond à la résistance maximale adoucie en compression du béton. Elle vaut:

$$f_{c2,max} = \beta f'_c \quad (2.22)$$

avec le facteur d'adoucissement ou *softening* β est défini par (figure 2.8):

$$\beta = \frac{1}{0,8 - 0,34(\varepsilon_1/\varepsilon'_c)} \leq 1,0 \quad (2.23)$$

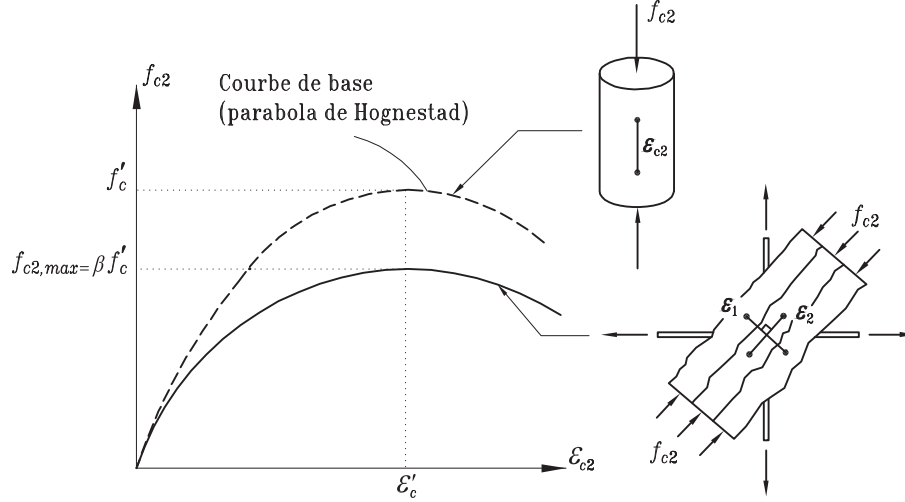


Figure 2.7: Relation contrainte-déformation en compression pour le béton fissuré. Version finale de la MCFT (Vecchio & Collins, 1986).

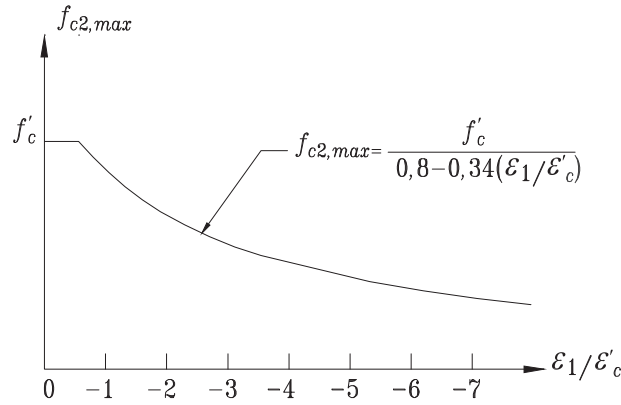


Figure 2.8: Relation proposée pour la contrainte maximale en compression. Version finale de la MCFT (Vecchio & Collins, 1986).

Après la formulation finale de la MCFT (Vecchio & Collins, 1986), de nombreuses recherches ont été réalisées afin de perfectionner la modélisation du *softening* en compression en incluant son effet sur le béton à haute performance (BHP). Une grande étude analytique et expérimentale menée par Vecchio & Collins (1993) a démontré, entre autres, que la résistance du béton a une influence par rapport au *softening*. En effet, plus de *softening* a été détecté pour le BHP. De plus, ils ont remarqué que la courbe de base référencée sur la parabole de Hognestad, qui a été prise pour les anciennes formulations, ne donne pas une bonne représentation de la réponse du BHP. D'autre part, pour des bétons à

faible résistance ($f'_c < 20$ MPa), la parabole de Hognestad a la tendance à surestimer les contraintes.

Basés sur ces dernières constatations, ils ont proposé l'adoption de la courbe de base de Thorenfeldt et al. (1987), qui a été partiellement calibrée par Porasz (1989). Cette nouvelle courbe de base est considérée comme valide tant pour le béton normal que pour le BHP.

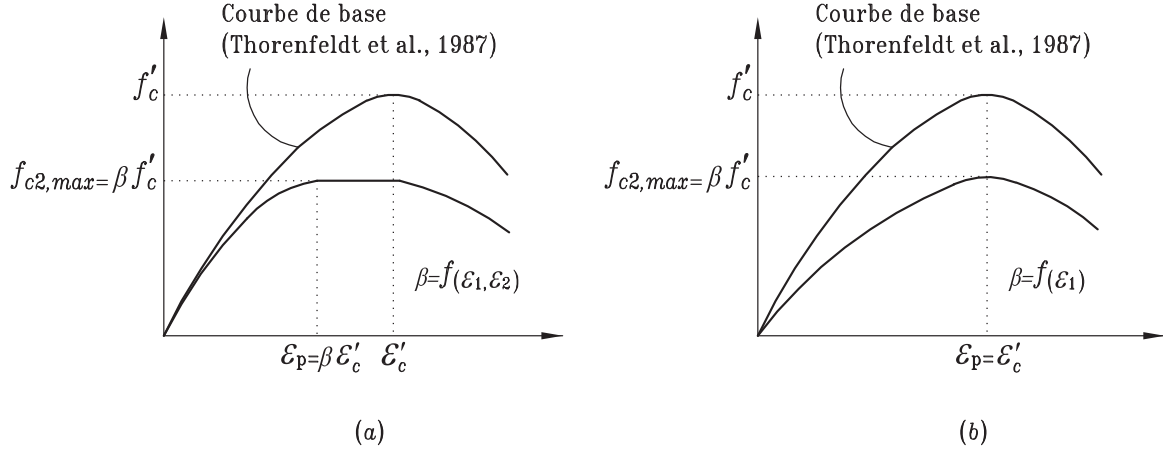


Figure 2.9: Modèles d'adoucissement de la réponse en compression du béton (Vecchio & Collins, 1993).

La courbe proposée par Thorenfeldt et al. (1987) correspond à une modification de la courbe proposée par Popovics (1973). La modification de cette dernière a consisté en l'introduction du facteur k qui est responsable d'augmenter la pente dans la partie descendante de la courbe. Cet ajustement sert surtout à tenir compte du béton à haute performance (BHP) et s'exprime:

$$f_{c2} = f_{c2,max} \frac{n \cdot (-\varepsilon_2 / \varepsilon_p)}{(n - 1) + (-\varepsilon_2 / \varepsilon_p)^{nk}} \quad (2.24)$$

où, $f_{c2,max}$ est une fonction de la résistance maximale en compression d'un cylindre standard (f'_c). $f_{c2,max}$ est définie comme $f_{c2,max} = \beta f'_c$ et sa déformation correspondante est ε_p . Le paramètre de fixation n et le facteur k de la courbe sont égaux à:

$$n = 0,8 + f'_c / 17 \quad (2.25)$$

$$k = \begin{cases} 1,0 & -\varepsilon_p < \varepsilon_2 < 0 \\ 0,67 + f'_c/62 & \varepsilon_2 < -\varepsilon_p \end{cases} \quad (2.26)$$

Selon Vecchio & Collins (1993), la meilleure corrélation par rapport aux données de laboratoire a été obtenue en estimant le facteur de correction par adoucissement en fonction de $\varepsilon_1/\varepsilon_2$ [figure 2.9(a)]. Afin de bien interpréter le phénomène d'adoucissement, le nouveau facteur proposé devra affecter la résistance et la déformation au pic ($\varepsilon_p = \beta\varepsilon'_c$) du béton en compression de façon simultanée:

$$\beta = \frac{1}{1 + K_f[0,35(-\varepsilon_1/\varepsilon_2 - 0,28)^{0,8}]} \leq 1,0 \quad (2.27)$$

où, K_f représente le coefficient de correction relié aux effets locaux. Si le glissement sur la fissure (*slip*) n'est pas considéré, alors $K_f = 1,0$. Au cas contraire (tel que dans la DSFM), $K_f = 0,1825\sqrt{f'_c} \geq 1,0$.

Une autre expression simplifiée pour β a été aussi obtenue. Elle affecte seulement la résistance en compression du béton en fonction de la déformation principale en tension ε_1 (figure 2.9(b)). Cette expression a apporté un bon niveau de précision. Voici l'expression proposée:

$$\beta = \frac{1}{1 + 0,27[\varepsilon_1/\varepsilon'_c - 0,37]} \approx \frac{1}{0,9 + 0,27(\varepsilon_1/\varepsilon'_c)} \leq 1,0 \quad (2.28)$$

Bentz (1999) a présenté une autre approche semblable pour déterminer la relation contrainte-déformation du béton en compression. Pour lui, la courbe de base la mieux adaptée est aussi celle de Thorenfeldt et al. (1987). Selon Bentz, s'il n'existe pas d'information disponible pour la valeur de ε'_c afin de définir la courbe de base, elle peut être calculée à partir de la relation suivante:

$$\varepsilon'_c = \frac{f'_c}{E_c} \cdot \frac{n}{n - 1} \quad (2.29)$$

où, E_c représente le module tangent initial du béton. Il est suggéré de l'évaluer (en MPa) comme :

$$E_c = 3320\sqrt{f'_c} + 6900 \quad (2.30)$$

Par rapport au *softening*, Bentz (1999) suggère de le calculer en fonction seulement de la déformation principale en tension ε_1 . Voici les facteurs proposés:

- Pour le béton normal:

$$\beta = \frac{1}{0,8 + 170\varepsilon_1} \leq 1,0 \quad (2.31)$$

À noter que cette expression est déduite en remplaçant ε'_c par une valeur de -0,002 dans l'équation (2.23) proposée par Vecchio & Collins (1986). De plus, l'expression proposée dans l'équation (2.31) fait partie de la norme canadienne CSA-A23.3 (2014).

- Pour le béton à haute performance BHP ($f'_c > 90$ MPa):

$$\beta = \frac{1}{0,8 + 170\varepsilon_1} \cdot \frac{1}{0,9 + 0,0045f'_c} \leq 1,0 \quad (2.32)$$

Pour le béton en traction : Il est supposé que la relation contrainte-déformation est divisée en deux parties. La première partie est supposée linéaire et valide jusqu'au moment de la fissuration. Par la suite, il y a une chute drastique de la résistance et la courbe devient concave (figure 2.10). Le seuil de fissuration est défini par la déformation de fissuration du béton en traction (ε_{cr}). S'il n'y pas d'information expérimentale disponible par rapport à sa valeur, elle peut être estimée par:

$$\varepsilon_{cr} = \frac{f_{cr}}{E_{ct}} \quad (2.33)$$

où, f_{cr} représente la contrainte résistante causant la fissuration du béton. Cela vaut (en MPa):

$$f_{cr} = 0,33\sqrt{f'_c} \quad (2.34)$$

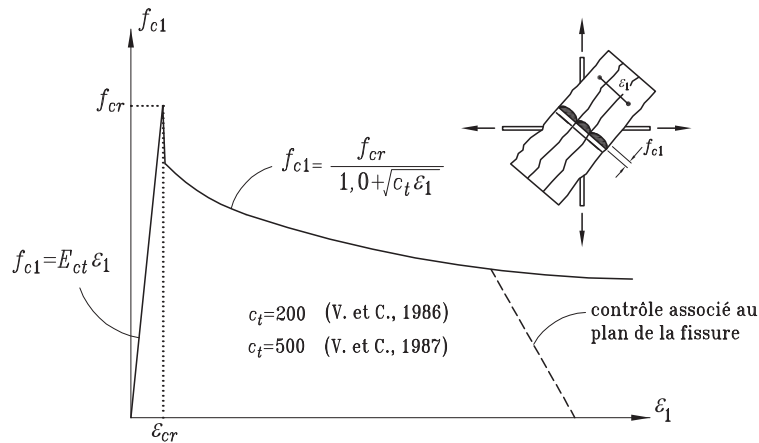


Figure 2.10: Relation contrainte-déformation du béton en traction.

Selon Bentz (1999), l'équation (2.34) n'est pas bien adaptée pour le BHP. Afin de la remplacer, il a proposé l'expression suivante (en MPa):

$$f_{cr} = 0,45(f'_c)^{0,4} \quad (2.35)$$

Bentz (1999) suggère aussi d'utiliser toujours cette expression, peu importe si la valeur expérimentale du module de rupture du béton traité est connue.

Concernant E_{ct} , il correspond au module tangent initial du béton. Wong & Vecchio (2002) proposent de l'évaluer comme suit :

$$E_{ct} = 5000\sqrt{f'_c} \quad (2.36)$$

Avec le seuil de fissuration défini, la relation contrainte-déformation pour chaque intervalle correspond à:

- Pour $\varepsilon_1 \leq \varepsilon_{cr}$:

$$f_{c1} = E_{ct}\varepsilon_1 \quad (2.37)$$

- Pour $\varepsilon_1 > \varepsilon_{cr}$:

$$f_{c1} = \frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{200\varepsilon_1}} \quad (2.38)$$

Cette dernière expression tient compte du fait qu'après le début de la fissuration, le béton est encore capable de supporter des contraintes de tension dans la région comprise entre les fissures (elles sont zéro directement sur la fissure). Ce phénomène est dû à l'adhérence entre le béton et l'armature et il est connu comme *raidissement en tension*.

L'expression proposée pour f_{c1} a aussi évoluée. Après des essais sur des éléments à grande échelle, Collins & Mitchell (1987) a proposé de changer le facteur 200 par 500 dans l'expression ci-dessus :

$$f_{c1} = \frac{\alpha_1\alpha_2f_{cr}}{1 + \sqrt{500\varepsilon_1}} \quad (2.39)$$

où, $\alpha_1 = 1,0$ pour des barres d'armature crénelées. De plus, $\alpha_2 = 1,0$ pour des charges monotones ou 0,7 pour des charges cycliques.

Bentz (1999) a proposé aussi des ajustements à la formulation pour estimer f_{c1} . Pour des éléments uniformément renforcés, la formulation est basée sur le concept d'introduire des paramètres plus représentatifs de l'adhérence entre l'acier et le béton pour le calcul de f_{c1} :

$$f_{c1} = \frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{c_t \varepsilon_1}} \quad (2.40)$$

où, $c_t = 3,6m$. Le paramètre d'adhérence m (en mm) est défini comme:

$$m = \frac{A_c}{\Sigma d_b \pi} \quad (2.41)$$

where, d_b est le diamètre de la barre comprise dans l'aire du béton rigide. A_c est l'aire en traction du béton effectivement adhérent à l'armature (béton rigide).

Vecchio (2000) a proposé un ajustement à cette dernière équation. Cet ajustement rend l'expression dépendante de la direction des armatures (θ_{ni}). En plus, le facteur c_t décrit dans l'équation (2.40) est choisi égal à $2,2m$. Ceci équivaut à réduire l'ancien facteur de 3,6 par un coefficient $t_d = 0,6$. Par rapport à m , il est dérivé à partir de:

$$\frac{1}{m} = \sum_{i=1}^n \frac{4\rho_i}{d_{b_i}} |\cos \theta_{n_i}| \quad (2.42)$$

où, ρ_i représente le taux d'armature.

Une observation très importante est nécessaire à faire par rapport à l'applicabilité des expressions montrées pour f_{c1} . Toutes ces expressions ont été obtenues pour des éléments de béton uniformément renforcés. Dans le cas des éléments où ce critère n'est pas respecté, quelques considérations sont nécessaires. Un de ces cas correspond à celui des éléments de type poutre typiques où les armatures longitudinales sont normalement concentrées dans quelques régions.

Selon Collins & Mitchell (1987) et Collins & Mitchell (1997), pour un élément de type poutre en flexion pure, la zone qui est capable de développer des contraintes résistantes de traction correspond à celle exposée à la figure 2.11 (aire hachurée), où $Z_d = 7,5d_b$ selon le critère donné par le CEB-FIP (1978). À l'intérieur de cette région, f_{c1} devra être calculée à l'aide de l'équation (2.39). En dehors de cela, il est suggéré de prendre $f_{c1} = 0$ après la fissuration du béton.

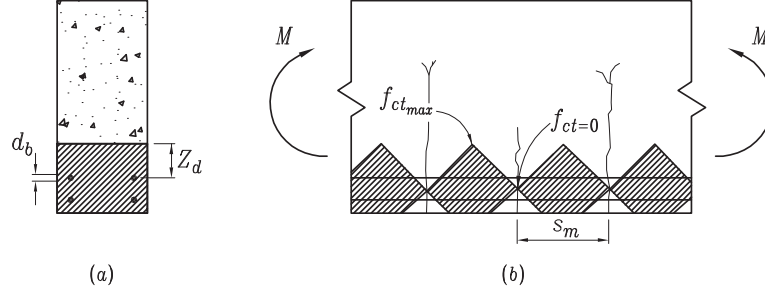


Figure 2.11: Élément en flexion pure. (a) région d'ancrage effective des barres (section transversale). (b) régions en tension du béton.

Bentz (1999) a remarqué que le critère de supposer f_{c1} égale à zéro, en dehors de la région hachurée, n'est pas adéquat si l'élément poutre est soumis au cisaillement. Ceci arrive, par exemple, dans le cas d'un élément sans armatures transversales et sous l'action du cisaillement. L'adoption de $f_{c1} = 0$ pour ce cas ne permettra pas d'atteindre la balance requise avec la bielle de compression et par la suite il indiquera l'incapacité de l'élément à supporter ce cisaillement. Ce dernier est en contradiction avec l'évidence obtenue lors des essais.

À partir d'une étude analytique menée par Bentz (1999), il a été trouvé que la contrainte f_{c1} est très faible ($f_{c1} \approx 0$) à une distance Z_d égale à la moitié de l'espacement horizontal entre fissures s_m (figure 2.11). Basé sur cette constatation, Bentz (1999) a proposé d'évaluer f_{c1} comme:

$$f_{c1} = \frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{M\varepsilon_1}} \quad (2.43)$$

où,

$$M = \begin{cases} 7,2(A_c / \sum \pi d_b) & S_{mz} \leq 2S_{m,base} \\ \frac{7,2(A_c / \sum \pi d_b)}{\sqrt{1/(8Z_d/S_{mz})} - 0,2} & S_{mz} > 2S_{m,base} \end{cases} \quad (2.44)$$

avec la largeur des fissures S_{mz} définie par:

$$S_{mz} = 2c + 0,1 \frac{d_b}{\rho} \quad (2.45)$$

où, c est la plus longue distance diagonale entre un point avec profondeur Z_d et l'armature;

et ρ est le taux d'armature. Il est pris comme le pourcentage d'armature compris dans une aire de béton égale à $15d_b b$ et symétrique par rapport à l'axe de la barre. Dans le cas où il y a plusieurs barres longitudinales, le terme $0,1d_b/\rho$ est interpolé linéairement.

Pour des éléments en flexion, S_{mz} ne doit pas excéder la hauteur H de la section. Pour les cas des éléments sans armatures, il est suggéré de prendre $S_{mz} = 5H$. À l'équation (2.44), $S_{m,base}$ correspond à l'espacement entre les fissures consécutives, mesuré à la hauteur de la barre. L'équation (2.45) est une expression adaptée de celle proposée par le CEB-FIP (1978) pour le calcul de l'ouverture des fissures.

Selon Bentz (1999), cette dernière approche est la plus appropriée dans le cas où il y a une faible ou une quantité nulle d'armatures. Dans ce cas, il serait adéquat de considérer aussi l'effet d'adoucissement de la réponse en traction (*tension softening*), mais la MCFT ne tient pas compte de ce phénomène.

C'est essentiel de savoir que l'estimation de la valeur de f_{c1} , faite en utilisant une des expressions décrites précédemment, pourrait être modifiée à la baisse dans le cas où le comportement de l'élément serait gouverné par la révision locale reliée au plan de la fissure moyenne (voir section 2.2.4.3). Ce contrôle devient plus important pour des éléments à faible ou nulle quantité d'armatures. À remarquer qu'on a toujours $f_{c1} \leq f_{cr}$.

2.2.4.2 Relations contrainte-déformation pour l'acier

Pour chaque direction, tant en traction qu'en compression, la loi de comportement est présumée être de type élastoplastique (bilinéaire) et sans écrouissage (figure 2.12).

Alors, les relations contrainte-déformation, en supposant des armatures placées en direction x et y , seront:

$$f_{sx} = E_s \varepsilon_x \leq f_{y,x} \quad (2.46)$$

$$f_{sy} = E_s \varepsilon_y \leq f_{y,y} \quad (2.47)$$

La simplification faite par la MCFT suppose la loi de comportement de l'acier dans son contexte moyen égale à cela d'une barre nue normale. Cette simplification a été contestée par Hsu (1998). Selon Hsu (1998), des tests réalisés par Tamai et al. (1987) et Belarbi & Hsu (1994) ont corroboré que la courbe contrainte-déformation qui régit les contraintes

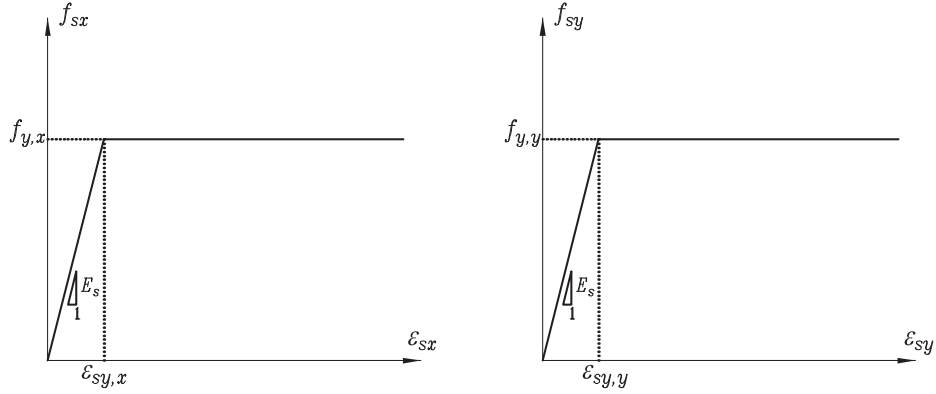


Figure 2.12: Relation contrainte-déformation pour l'acier selon Vecchio et Collins (1986).

moyennes est bien différente de celle d'une barre nue (figure 2.13). En fait, Hsu (1993) avait déjà présenté une relation contrainte-déformation pour décrire le comportement de l'acier entouré du béton (qui est associé avec les contraintes moyennes) et l'association de cette réponse avec cela enregistrée par l'acier sur le plan de la fissure.

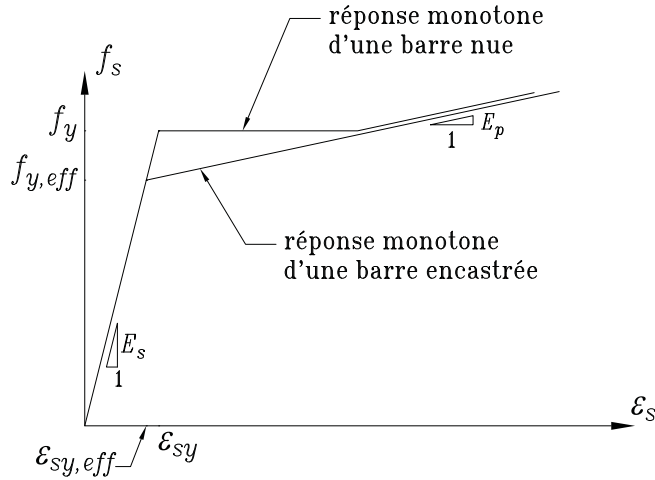


Figure 2.13: Relation contrainte-déformation que régissent les contraintes moyennes dans l'acier (Hsu, 1993).

Il reste encore à mentionner que dans le contexte d'évolution de la MCFT, Selby & Vecchio (1997) ont présenté une nouvelle courbe contrainte-déformation pour l'acier de type trilineaire en incluant de l'écroutissage (figure 2.14).

2.2.4.3 Transmission des contraintes à travers la fissure. Révision locale

La MCFT demande de faire une révision locale destinée à vérifier si la totalité ou une partie de la contrainte moyenne résistante en traction f_{c1} , évaluée avec l'équation (2.38)

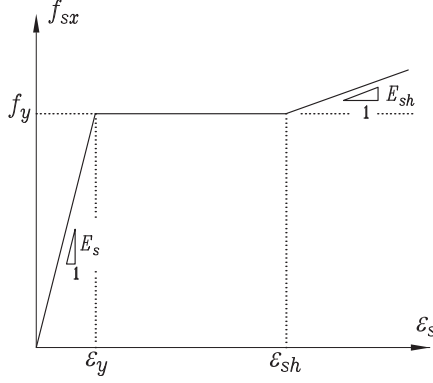


Figure 2.14: Relation contrainte-déformation pour l'acier selon Selby & Vecchio (1997).

ou son équivalent, est transférable à travers la fissure.

La première révision a pour but de limiter la valeur de f_{c1} à la somme de la réserve de la capacité des armatures placées dans chaque direction. Cette réserve est évaluée en supposant la contrainte dans l'acier sur le plan de la fissure $f_{s,cr}$ égale à la valeur de la contrainte de plastification ($f_{s,cr} = f_y$). Il faut se rappeler que la contrainte de plastification est aussi la contrainte maximale acceptée pour l'acier dans la version finale de la MCFT (Vecchio & Collins, 1986). L'expression du contrôle est obtenue en ajustant l'équation (2.20):

$$f_{c1} \leq f_{c1x} \cos^2 \theta + f_{c1y} \sin^2 \theta \quad (2.48)$$

où, f_{c1x} représente la réserve de la capacité dans la direction x . Elle vaut:

$$f_{c1x} = \rho_{sx}(f_{y,x} - f_{sx}) \quad (2.49)$$

f_{c1y} correspond à la réserve de la capacité dans la direction y . Elle vaut:

$$f_{c1y} = \rho_{sy}(f_{y,y} - f_{sy}) \quad (2.50)$$

Il faut remarquer que la contrainte locale de cisaillement ν_{ci} n'est pas inclus dans ce dernier contrôle. Alors, sa valeur est obtenue à partir de:

$$\nu_{ci} = (f_{c1x} - f_{c1y}) \sin \theta \cos \theta \quad (2.51)$$

Selon Selby & Vecchio (1997), si ν_{ci} dépasse la valeur de la capacité limite, $\nu_{ci,max}$, f_{c1} devra être révisée à la baisse. Dans ce cas, la contrainte moyenne résistante en traction deviendra maintenant égale à f_{c1}^* :

$$f_{c1}^* = \frac{v_{ci,max}}{v_{ci}} \cdot f_{c1} \quad (2.52)$$

La contrainte résistante $v_{ci,max}$ correspond à la contrainte maximale qui est possible de transférer sur le plan de la fissure pour l'action de l'engrenure des granulats (*aggregate interlock*). L'expression proposée pour $v_{ci,max}$ est basée sur le travail de Walraven (1981). Voici la formulation simplifiée présentée par Vecchio & Collins (1986):

$$v_{ci,max} = \frac{0,18\sqrt{f'_c}}{0,31 + \frac{24\omega}{a + 16}} \quad (2.53)$$

où, a représente la dimension maximale des granulats et ω représente la largeur de la fissure moyenne. ω est calculée comme:

$$\omega = \varepsilon_1 \cdot s_\theta \quad (2.54)$$

où, ε_1 est la déformation principale de traction, tandis que s_θ correspond à l'espacement des fissures diagonales (inclinées à un angle θ):

$$s_\theta = \frac{1}{\left(\frac{\sin \theta}{s_x} + \frac{\cos \theta}{s_y}\right)} \quad (2.55)$$

où, s_x et s_y sont les espacements entre les fissures dans la direction longitudinale et transversale, respectivement.

Selon Bentz (1999), dans le cas du BHP ($f'_c > 60\text{MPa}$), la valeur de a doit être prise égale à zéro au moment d'évaluer $v_{ci,max}$. Ceci est dû aux tests de laboratoire faits sur le BHP qui ont démontré que la faille sur le plan de la fissure est associée à la fracture des granulats plutôt qu'à la détérioration de la région autour d'eux.

Bentz (1999) a proposé aussi un autre contrôle pour la valeur de f_{c1} . Ce contrôle est basé sur la sélection de la valeur minimale pour f_{c1} . La valeur choisie pour f_{c1} correspond à la plus petite de celle trouvée à l'aide des équations (2.38) (ou équivalente), (2.52), et les équations (2.56) et (2.57) présentées ci-dessous:

$$f_{c1}^+ = f_{c1x} + \min(v_{ci,max}, v_{ci}) \cot \theta \quad (2.56)$$

$$f_{c1}^{++} = f_{c1y} + \min(v_{ci,max}, v_{ci}) \tan \theta \quad (2.57)$$

Une fois trouvé f_{c1} , la procédure exposée par Bentz (1999) est complétée par un protocole pour déterminer la valeur de v_{ci} . Bref, v_{ci} sera égale à zéro seulement quand f_{c1x} et f_{c1y} seront égales à zéro ou s'il n'y a pas la plastification des armatures sur le plan de la fissure.

Pour les cas restants, si la plastification des armatures sur le plan de la fissure est reliée à la direction x , v_{ci} devient égale à:

$$v_{ci} = (f_{c1x} - f_{c1}) \tan \theta \quad (2.58)$$

Par contre, si la direction reliée à la plastification des armatures est la direction y , v_{ci} sera égale à:

$$v_{ci} = (f_{c1} - f_{c1y}) \cot \theta \quad (2.59)$$

Si la plastification est présente de façon simultanée dans les deux directions, v_{ci} correspondra à celle calculée avec l'équation (2.51).

Donc, selon les procédures décrites, la contrainte résistante moyenne f_{c1} deviendra zéro dans le cas des régions avec du béton sans armature (selon l'équation (2.20)).

Il est important de mentionner que ces dernières approches diffèrent de celle exposée par Collins & Mitchell (1987) et Collins & Mitchell (1997), laquelle est appliquée aux éléments de type poutre soumis à la flexion et au cisaillement. Dans le cas, où les armatures longitudinales sont concentrées sur quelques régions, il existe un seul contrôle local pour limiter la valeur de f_{c1} . Ce contrôle est basé sur l'équivalence statique des forces dans la direction transversale (figure (2.3)). Voici l'expression:

$$f_{c1} \leq v_{ci} \tan \theta + \frac{A_v}{sb_w} (f_{y,y} - f_{sy}) \quad (2.60)$$

où, b_w représente la largeur de la section transversale de l'élément. A_v est l'aire de la section transversale des étriers et s est l'espacement entre les étriers. La contrainte v_{ci} dans cette expression doit être évaluée à partir de l'équation (2.53).

2.2.4.4 La correction associée à la largeur de la fissure (w) et la considération d'une tension résiduelle

Une nouvelle mise à jour pour la MCFT a été émise par Vecchio (2000). La première partie de cette actualisation comprend une correction à la contrainte résistante en compression f_{c2} en fonction de la largeur de la fissure w . Selon Vecchio (2000), la calibration des expressions pour f_{c2} est faible pour des déformations de traction ε_1 supérieures à 12×10^{-3} , ou dans les cas où la relation $\varepsilon_1/\varepsilon_2$ excède 16. Le contrôle est activé quand $w \geq 2\text{mm}$. Voici les expressions:

$$f_{c2}^* = \begin{cases} f_{c2}(5 - \omega/3) & 2 \leq \omega \leq 5 \\ 0 & \omega > 5 \end{cases} \quad (2.61)$$

où, f_{c2}^* correspond à la résistance effective en compression après la correction. La largeur w est donnée en mm.

Ce contrôle devient très important pour des éléments nuls ou faiblement renforcés. Dans ces éléments qui sont contrôlés par le cisaillement, la faille est normalement contrôlée par la réponse locale sur le plan de la fissure.

La deuxième partie de la mise à jour s'applique aux éléments de type poutre avec un taux d'armatures ρ_ν ($\rho_\nu \leq 0,05\%$). Pour ce type d'éléments, quand ils sont analysés sans l'aide des analyses sectionnelles, une valeur minimale pour f_{c1} est établie et associée à la présence d'une tension résiduelle:

$$f_{c1} \geq 0,10f'_c \quad (2.62)$$

Ce dernier contrôle est destiné à améliorer la qualité des prédictions. L'établissement d'une valeur minimale pour f_{c1} tient compte de la capacité des certaines régions dans ce type des éléments de type poutre à supporter des contraintes de traction. Cette capacité pourrait être sous-estimée au moment d'appliquer l'équation (2.52) (par exemple, si $\rho_\nu = 0$, $f_{c1} = 0$). Comme indiqué par Vecchio (2000), ce contrôle ne s'applique pas aux éléments tels que les murs de refend (*shear walls*).

2.2.4.5 L'extensibilité de la MCFT vers l'étude des éléments soumis aux charges cycliques

Une première approche vers l'application de la MCFT pour l'analyse des éléments soumis aux charges cycliques a été présentée par Vecchio (1999). Une structure de type mur de refend (*shear wall*) a été choisie pour calibrer cette formulation. Bref, cette méthodologie contient une série de règles (linéaires) destinées à interpréter le comportement du béton pendant les déchargements et les rechargements successifs. Pour la réponse en compression, la formulation est à rigidité sécante (E_c). Elle est basée sur la conceptualisation de la déformation totale en termes d'une composante élastique ε_c^e et une autre plastique ε_c^p parallèle à la première (figure 2.15 (a)). En traction, la déformation plastique parallèle est utilisée seulement pour décrire la première partie de la réponse (figure 2.15(b)):

$$\varepsilon_c = \varepsilon_c^e + \varepsilon_c^p \quad (2.63)$$

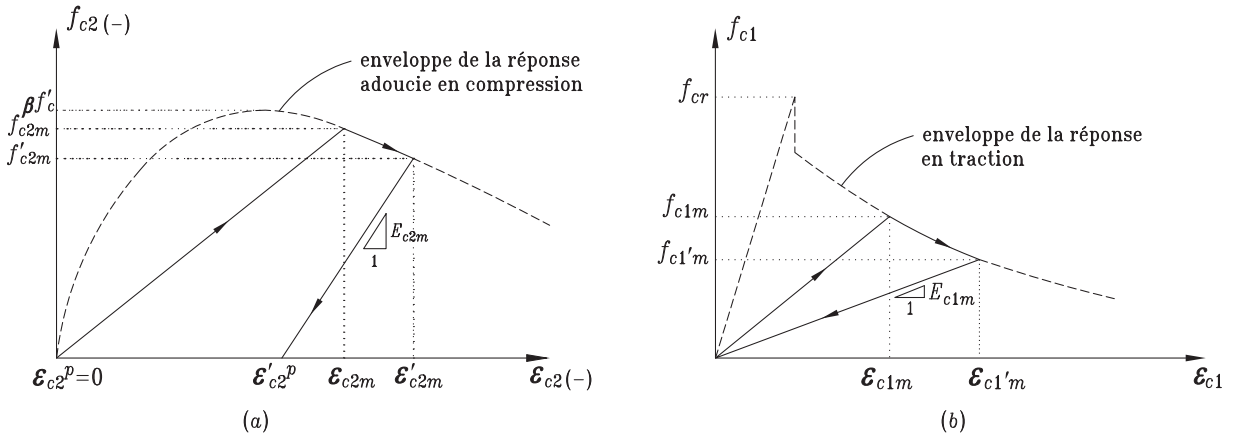


Figure 2.15: Modèle hystérétique du comportement pour le béton (a) en compression et (b) en traction (Vecchio, 1999).

Selon Vecchio (1999), dans le contexte des charges cycliques, la direction principale (θ) qui marque l'inclinaison du plan de la fissure est obtenue à l'aide des composantes élastiques du tenseur de déformation. De plus, la réponse maximale du béton est gouvernée par la courbe enveloppe de la réponse monotone (figure 2.15). En compression, cette courbe enveloppe inclut les effets d'adoucissement de la réponse (*softening*) déjà postulés par la MCFT. L'arrivée à cette courbe enveloppe sera possible seulement quand la déformation principale totale (actuelle) ε_c est supérieure (en valeur absolue) à celle obtenue dans le dernier pas de calcul ε_{cm} .

Palermo & Vecchio (2003) ont présenté une version plus élaborée du modèle de comportement pour le béton qui a été exposé ci-dessus. Entre autres, ils ont réussi à introduire la dégradation de la résistance au cours des déchargements ($E_{c,decharge} \neq cte.$) et à établir des règles pour les rechargements et les déchargements partiels. De plus, le concept des déformations parallèles a été étendu à la courbe hystérétique de la réponse en traction.

Concernant l'acier, tant Vecchio (1999) que Palermo & Vecchio (2004) ont proposé l'adoption du modèle adapté par Seckin (1981). Ce modèle considère l'effet de Bauschinger selon la formulation de Ramberg-Osgood et il compte avec des règles qui contrôlent les charge-ments et les déchargements successifs. L'adoption d'une courbe enveloppe est aussi prise (figure 2.16).

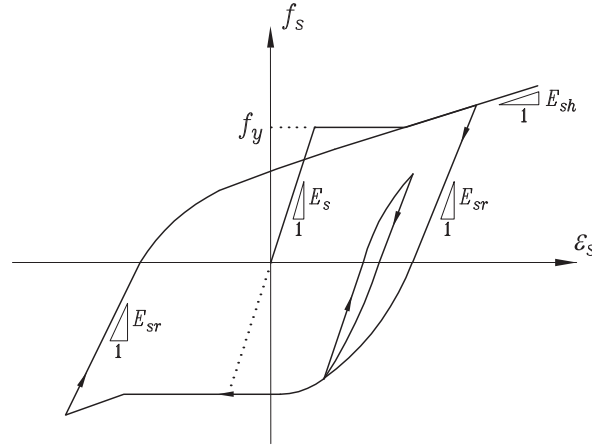


Figure 2.16: Modèle hystérétique du comportement pour l'acier (Seckin, 1981).

Les validations des formulations présentées ci-dessus ont été rapportées dans Vecchio (1999), Palermo & Vecchio (2002) et Palermo & Vecchio (2004). En termes généraux, il est démontré que le comportement global de la structure est bien prédit. Cependant, il reste à améliorer des points reliés à la détection des états limites, à l'interprétation du niveau de dégradation du béton et des conditions des aciers, entre autres. Afin de mieux prédire la réponse hystérétique et la ductilité, les auteurs remarquent la nécessité des améliorations à faire par rapport aux modèles de comportement. Il est signalé aussi l'importance de capturer la réponse locale des armatures reliée à la présence des plastifications et à l'accumulation des déformations dans les aciers. Aucune révision de type locale (sur le plan de la fissure) n'a été présentée par les derniers auteurs. Finalement, il faut signaler que ces formulations présentées par Vecchio (1999) et Palermo & Vecchio (2003) ont été légèrement modifiées par Guner (2008) pendant leur adaptation à la mise à jour du logiciel *Vector5*.

2.3 Implémentation de la MCFT dans un code de calcul

L'implémentation de la MCFT a été faite dans plusieurs codes de calcul. De la part de l'Université de Toronto, Adeghe (1986) et Stevens (1987)(code *Fiercm*) ont été les premiers à utiliser les modèles constitutifs de la MCFT dans un code d'éléments finis. Les algorithmes de calcul, conçus en termes de la rigidité tangente, ont été développés pour l'analyse des éléments soumis à des contraintes planes (2D). En raison des difficultés présentées dans ces logiciels par rapport à l'implémentation du *softening* et à l'asymétrie de la matrice de rigidité, Vecchio (1989) a développé un nouvel algorithme appelé *Trix*. *Trix* a été conçu en termes de la rigidité sécante.

Vecchio & Selby (1991) ont développé un autre code (*Sparcs*) basé aussi sur la rigidité sécante, mais cette fois-ci, en intégrant la formulation tridimensionnelle de la MCFT. Ce code permet la modélisation des éléments solides de béton armé soumis aux charges monotones. Une version postérieure de *Sparcs*, présentée par Selby & Vecchio (1997), a incorporé les effets de confinement sur le béton et de l'expansion latérale de ceci. Bien que les prédictions rapportées ont été qualifiées en général, de bonne qualité, il a été signalé la nécessité des améliorations complémentaires par rapport aux lois constitutives des matériaux.

Au cours des dernières années, l'effort pour intégrer la MCFT dans les codes d'élément finis a conduit à la création de la série de logiciels *Vector*. Ils ont été conçus afin d'incorporer toute la connaissance acquise par rapport au comportement du béton armé et les avances associées à la génération des applications destinées à la prédiction de son comportement. De la série, le code le plus connu est le logiciel *Vector2*. *Vector2* est basé sur l'ancien code *Trix*. Conçu initialement pour la MCFT, *Vector2* intègre aussi la formulation de la DSFM. Le code *Vector2* est destiné à l'analyse des structures planes. Plusieurs types de chargements peuvent être modélisés (monotones, cycliques, etc.).

Outre les avances faites par l'Université de Toronto, il existe plusieurs références par rapport à l'implémentation de la MCFT dans les codes d'éléments finis. Par exemple, Aquino & Erdem (2007), basés sur une approche à rigidité tangente, ont réussi à l'intégrer pour l'analyse aux charges monotones. Une autre approche de caractère hybride a été développée à l'Université de Californie (USA) par Orakcal & Wallace (2006). Le but était de prédire la réponse de murs de cisaillement (*shear walls*) soumis aux charges monotones. Le caractère hybride de cette formulation est attribué en raison du fait qu'elle combine

la MCFT avec d'autres lois constitutives proposées par Belarbi & Hsu (1994). Cette approche est inspirée aussi sur la modélisation de l'élément structural à l'aide d'un élément de type fibre (Petrangeli et al., 1999).

À l'Université de Toronto et de façon parallèle au développement de codes mentionnés ci-dessus, une autre approche a été suivie avec de bons résultats. Il s'agit de la génération de codes de calcul basés sur des analyses sectionnelles. Ces derniers algorithmes ont démontré la capacité de mesurer avec une bonne qualité la réponse non linéaire des éléments de type poutre ou poteau en béton armé, soumis à des charges de cisaillement, axiale et de moment.

Ces codes sont basés sur la division de la section transversale des membres en une série de couches successives de béton et de composantes d'armatures (figure 2.17). Bien que chaque partie est analysée de façon individuelle, l'ensemble doit respecter les principes d'équilibre et de compatibilité (critère des sections planes) demandés pour la section entière. L'analyse de chaque couche de béton est faite pour établir les conditions de déformations et de contraintes planes, sur la base des principes d'équilibre, compatibilité de déformations et des lois constitutives des matériaux postulés par la MCFT.

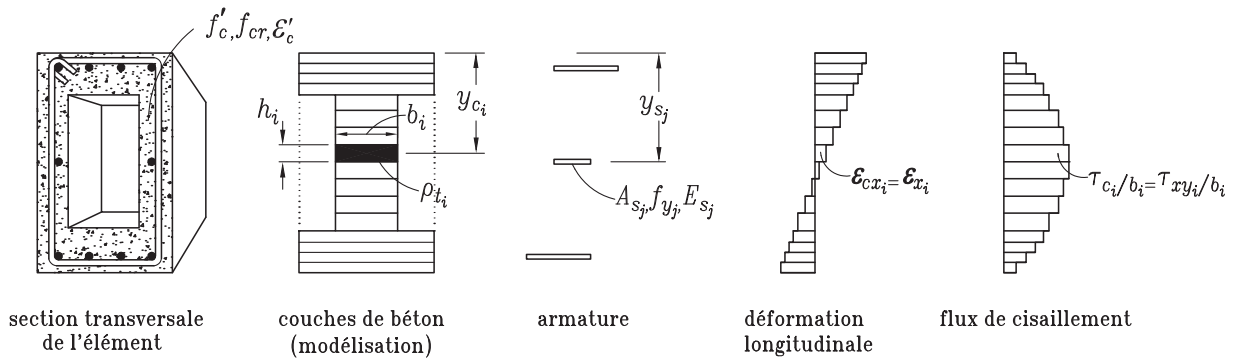


Figure 2.17: Analyse sectionnelle en utilisant la modélisation par couches (adapted from Vecchio & Collins (1988)).

Pour Vecchio & Collins (1988), la procédure destinée à trouver la réponse sectionnelle doit commencer avec l'estimation de la distribution de la déformation longitudinale ϵ_x ainsi que du flux de cisaillement τ_{xy}/b à travers la hauteur de la section. À partir de l'état de déformations supposé, les contraintes dans le béton et dans l'acier sont évaluées en utilisant les principes de compatibilité de déformations et les lois constitutives exposés par la MCFT. Les résultants de ces contraintes devront balancer la force axiale (N), le moment (M) et le cisaillement (V) appliqués au barycentre de la section:

$$N = \sum_{i=1}^m f_{cxi} \cdot b_i \cdot h_i + \sum_{j=1}^m f_{sxj} \cdot A_{sj} \quad (2.64)$$

$$M = \sum_{i=1}^m f_{cxi} \cdot b_i \cdot h_i \cdot (y_{ci} - \bar{y}) + \sum_{j=1}^m f_{sxj} \cdot A_{sj} \cdot (y_{sj} - \bar{y}) \quad (2.65)$$

$$V = \sum_{i=1}^m \tau_{xy_i} \cdot b_i \cdot h_i \quad (2.66)$$

où, m et n correspondent au nombre des couches de béton et des éléments d'armature, respectivement. f_{cx} et f_{sx} sont les contraintes dans le béton et dans l'acier dans la direction longitudinale. τ_{xy} représente la contrainte de cisaillement à la frontière de la couche de béton. A_s est l'aire de la section transversale de l'armature, tandis que \bar{y}_c est la distance de la partie supérieure de la section au barycentre. Les termes restants sont indiqués aux figures 2.17 et 2.18.

Si l'équilibre demandé par les équations (2.64), (2.65) et (2.66) n'est pas respecté, la procédure demande d'ajuster successivement le gradient de la déformation longitudinale ε_x jusqu'à l'arrivée de l'équilibre. Donc, il s'agit d'une procédure itérative.

Dans le but de déterminer la distribution correcte pour la contrainte de cisaillement, une formulation appelée analyse à section double (*dual-section analysis*) est implémentée. Ceci consiste à étudier une deuxième section très proche de la première (figure 2.18). La séparation entre elles est suggérée d'être un sixième de la hauteur de la section transversale ($H/6$).

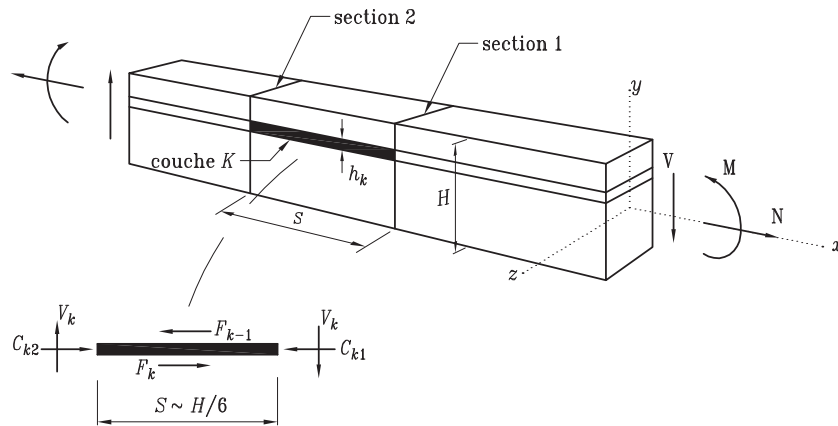


Figure 2.18: Analyse sectionnelle. Diagramme de corps libre.

Les deux sections sont analysées pour la même distribution de τ_{xy} . Il est demandé que l'équilibre soit respecté pour chacune des sections. La distribution supposée pour τ_{xy} est considérée valide quand ce profil coïncide (avec une certaine tolérance) avec celui calculé en respectant l'équilibre statique pour chaque couche τ'_{xy} :

$$\tau'_{xy} = \frac{V_k}{b_k \cdot h_k} \quad (2.67)$$

où,

$$V_k = \frac{(F_k + F_{k-1})}{2} \cdot \frac{h_k}{S} \quad (2.68)$$

Les forces F (figure 2.18) représentent les forces de cisaillement longitudinales aux frontières de la couche k analysée:

$$F_{k-1} = \sum_{i=1}^{k-1} (C_{i1} - C_{i2}) \quad (2.69)$$

$$F_k = F_{k-1} + C_{k1} - C_{k2} \quad (2.70)$$

Le terme C_i représente la somme des résultantes des contraintes longitudinales associées au béton C_{ci} et l'armature C_{si} (s'il existe). Celles-ci sont associées à la couche i et devront s'évaluer dans chaque section:

$$C_i = f_{cx_i} \cdot b_i \cdot h_i + C_{si} \quad (2.71)$$

Parce que la formulation exposée demande beaucoup d'effort de calcul, Vecchio & Collins (1988) ont proposé deux méthodes alternatives appelées *approximatives*. Les deux méthodes enlèvent l'adoption d'une deuxième section de calcul. L'élimination d'une partie des calculs itératifs réduit le temps de calcul. Ces méthodes simplifiées ont été créées à partir des nombreuses constatations de caractère analytique et expérimental sur la distribution des contraintes et des déformations de cisaillement à travers la hauteur de la section transversale des éléments de type poutre.

La première des analyses approximatives est basée sur la supposition d'un flux de cisaillement constant ($\tau_{xy}/b_i = cte.$) à travers la section transversale. La deuxième méthode est basée sur la supposition que la distribution de la déformation par cisaillement (γ_{xy}) est

parabolique sur la hauteur de la section transversale. Les résultats obtenus à l'aide des analyses approximatives sont, en termes généraux, assez semblables à ceux obtenus avec la formulation à section double. Cependant, l'analyse basée sur le flux de cisaillement constant tend à surestimer la contrainte de cisaillement τ_{xy} dans la région en tension. Concernant la formulation avec la déformation à cisaillement γ_{xy} parabolique, elle tend à surestimer τ_{xy} dans la région en compression.

Response, appelé aussi *Response-90* (Felber, 1990), et *Smal* (Vecchio & Collins, 1988) Vecchio & Emara (1992)) ont été les premiers logiciels développés sur le concept des analyses sectionnelles. Ils ont été dirigés seulement vers l'analyse de poutres. Parmi les deux, c'est le code *Response* qui présente quelques différences par rapport à la méthodologie exposée précédemment.

Afin de fixer des imprécisions et des problèmes de stabilité numérique détectés dans les analyses faites avec (*Response-90* et avec *Smal*), le code *Response-2000* (Bentz, 1999) a été créé. Bien que *Response-2000* soit basé également sur le concept de l'analyse sectionnelle par couches, il est devenu un code plus stable et plus rapide (5 à 10 fois) que les prédécesseurs. Ceci est dû à l'introduction de la *méthode de rigidité longitudinale* (Bentz, 1999).

Cette nouvelle méthode de solution permet de trouver la distribution correcte de la contrainte de cisaillement τ_{xy} sans avoir besoin d'évaluer une deuxième section. Donc, la méthode de l'analyse de section double (*dual-section analysis*) ne s'utilise plus. Bref, la procédure d'estimation du profil correct de τ_{xy} débute avec l'adoption d'un profil initial pour la déformation à cisaillement γ_{xy} sur la hauteur de la section. Ceci est fait pour chaque pas de chargement. Pour le premier pas de chargement, ce profil initial correspond à celui dérivé de la solution élastique linéaire proposée par Jourawski (1856). Le profil final est obtenu sur la base des corrections successives du profil de γ_{xy} selon la méthodologie exposée. Le profil de γ_{xy} est considéré comme correct quand le profil supposé est comparable à celui calculé, bien sûr, associé à une certaine tolérance. Une fois accomplie cette étape, le profil final de τ_{xy} peut être obtenu. Cette procédure décrite est basée sur l'adoption du critère de sections planes et l'absence de contraintes transversales nettes ($f_{y_i} = 0$). *Response-2000* opère aussi sur le concept de génération dynamique du nombre des couches. Des analyses ont démontré que l'adoption d'un nombre fixe de couches peut causer, dans certains cas, des phénomènes d'instabilité dans le code.

Response-2000 a incorporé des améliorations successives qui ont été faites à la formula-

tion originale de la MCFT, ainsi que quelques relations constitutives additionnelles. Des techniques pour traiter des problèmes spécifiques ont été aussi introduites. Ce dernier ensemble a permis à *Response-2000* d’arriver, en général, à des prédictions remarquables pour des éléments de type poutre ou poteau avec relation largeur-hauteur de la section (L/H) supérieur à 2,5. Ceci a été constaté à partir des comparaisons avec des données expérimentales. Il faut mentionner que les effets de confinement sur le béton ne sont pas pris en compte dans *Response-2000*. En plus, le code est habilité seulement pour faire des analyses monotones.

Bien que *Response-2000* soit le logiciel le mieux adapté des trois mentionnés ci-dessus, cette recherche a l’intention de faire plus d’emphases par rapport à la procédure exposée par Vecchio & Collins (1988). Ceci parce qu’il semble que cette formulation est la plus adaptée pour l’implémentation dans EFiCoS. Cependant, tout concept qui est adaptable de la part de *Response-2000* sera introduit dans le but d’améliorer la qualité des prédictions.

Il est important de signaler que de la trilogie représentée par *Response-90*, *Smal* et *Response-2000*, seulement le code *Smal* a été incorporé dans un code général de calcul pour l’analyse non linéaire des cadres en 2D (code *Tempest*) (Vecchio & Emara, 1992; Fulop, 1992). Aquino & Erdem (2007) a présenté une implémentation de la MCFT, mais cette fois, basée sur une formulation à rigidité tangente. Elle est aussi valide seulement pour de charges monotones.

Un dernier travail représentatif concernant l’implémentation de la MCFT dans un code de calcul a été présenté par Guner & Vecchio (2008), comme résultat de ses études de doctorat à l’Université de Toronto. Il s’agit d’une version améliorée du logiciel *Vector5*, lequel correspond aussi à la mise à jour du code *Tempest*. Cette version de *Vector5* est basée sur des analyses sectionnelles à base de couches et il peut opérer avec la MCFT ou la DSFM. Il est aussi adapté pour faire l’analyse de structures planes (2D) de type-cadre ainsi que de murs de refend (*shear walls*), soumis aux charges monotones ou cycliques, entre autres. Bien le travail fait par Guner (2008) soit une excellente contribution à l’introduction de MCFT dans un code de calcul, tel qu’annoncé au chapitre 4, il reste des améliorations à faire concernant la qualité des prédictions. De plus, le code *Vector5* apporte seulement de l’information associée aux états limites traditionnels et l’évaluation de l’endommagement restera, en général, en termes qualitatifs.

2.4 Le logiciel EFiCoS (éléments finis à couches superposées)

EFiCoS (La Borderie, 1991) est un logiciel de modélisation par éléments finis basé sur la mécanique de l'endommagement. Il est apte à faire des analyses de structures planes (2D) en béton, autant dans le domaine linéaire que non linéaire du matériau. Ces analyses peuvent être de type dynamique ou statique (incrémentales ou non). Ceci signifie que ce logiciel peut évaluer la réponse de structures en béton soumises à des charges monotones, cycliques ou aléatoires.

La modélisation de la structure est basée sur le concept de modélisation avec une approche semi-globale de calcul, aussi appelé *modélisation méso*. EFiCoS utilise, par défaut, l'élément poutre de type Bernoulli à deux noeuds avec trois degrés de liberté par noeud, u , v et θ (figure 2.19). Par conséquent, les effets dus aux actions de cisaillement sont négligés. De plus, la section de l'élément est alors divisée en une série de couches successives, selon l'approche *multicouche*. Ceci permettra l'intégration locale des lois de comportement uniaxial des matériaux (béton et acier).

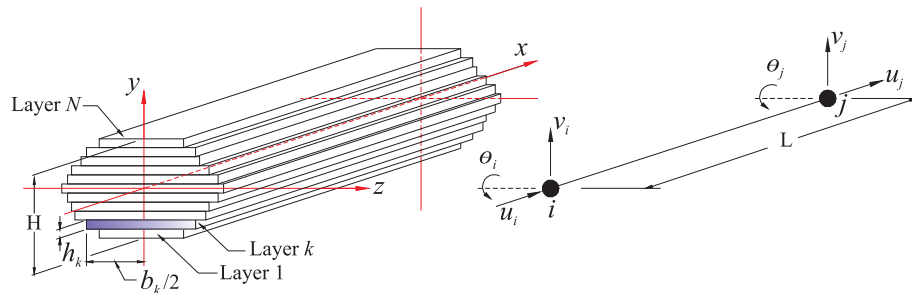


Figure 2.19: Élément poutre à couches superposées dans le repère local élémentaire

EFiCoS arrive à prédire de façon particulièrement précise le comportement de la structure jusqu'à la ruine, en décrivant l'endommagement progressif de la structure et aussi l'endommagement interne de ses membrures. Ceci est possible en utilisant la loi uniaxiale proposée par (La Borderie, 1991), laquelle est basée sur la mécanique de l'endommagement et correspond à la loi utilisée par défaut par EFiCoS. L'endommagement local du béton est alors suivi par deux variables d'endommagement (indices) D_1 et D_2 .

L'indice D_1 est utilisé pour exprimer l'endommagement en tension, tandis que l'indice D_2 exprime l'endommagement en compression. Partant du fait que l'endommagement n'est pas récupérable (selon le deuxième principe de la thermodynamique), D_1 et D_2 varient

entre 0 pour un matériau sans endommagement à 1 pour un matériau ruiné. Ces indices d'endommagement, ainsi que la déformation (ε) et la contrainte longitudinales (σ_L), sont évalués au centre de chaque couche à la mi-portée de l'élément (par défaut).

Les sections des éléments sont supposées rester planes et les déformations au point de l'évaluation pour chaque couche sont trouvés par interpolation. Ces caractéristiques permettent à EfiCoS d'estimer, de manière localisée, la diminution de la rigidité et la formation des déformations résiduelles.

Les analyses avec EFiCoS peuvent être conduites par force ou par déplacement. De plus, les effets associés aux effets de deuxième ordre peuvent aussi être examinés. La considération des effets unilatéraux relatif à la fermeture de la fissure est aussi possible, alors EFiCoS peut tenir compte de la restauration de la rigidité. Les états limites d'ingénierie associés à la non-linéarité du béton, tel que la fissuration, l'éclatement ou l'encrassement peuvent être aussi suivis. Également, la plastification, le flambage ainsi que la rupture des barres d'acier longitudinales peuvent être prédits. L'ensemble des enregistrements de déformations unitaires associées à chaque couche de chaque élément est aussi disponible. En terminant, les indices d'endommagement prédits par EFiCoS peuvent être aussi appliqués pour annoncer une perte de capacité ou l'arrivée imminente de l'instabilité structurale du système analysé.

Plus d'information concernant le logiciel EFiCoS et les lois de comportement des matériaux intégrées dans le code sont décrits en détail par La Borderie (1991), Légeron et al. (2005) et Cardona (2008).

Chapter 3

Additional Developments for PBD focus on Structures with Negligible Shear Effects

This chapter presents some additional developments accomplished, especially, during the first phase of this research. These works can be considered as an extension of the work carried out by Cardona (2008). However, they must be seen as a necessary step in order to simplify the applicability of the PBD concepts for the design of concrete structures. Therefore, a new simplified criteria for the mesh configuration is presented when modeling flexural-controlled elements. Moreover, direct relationships between the damage and the performance levels associated with the Performance Based Design (PBD) for flexural-controlled elements are also shown. These relationships are presented as charts and tables deduced in terms of the relative displacement and the displacement ductility. Damage charts and related tables deduced for shear walls are presented in Chapter 5.

A publication related to the developments presented in this chapter has been recently submitted for evaluation to the Earthquake Engineering and Structural Dynamics journal (Cardona et al., 2016).

3.1 Mesh Configuration for Modeling. A New Simplified Criteria

For the type of specimens studied in Cardona (2008), considered as softening structures, it is well known that element size impacts the quality of the response. This issue already remarked by Légeron et al. (2005), places the procedure of the finite elements mesh definition as a fundamental stage in modeling with EFiCoS. One inadequate selection of the mesh element length can lead to large errors in the prediction of the structure response. Thus, in order to obtain the best performance possible of EFiCoS, some of the known criteria concerning this subject, such as those exposed by La Borderie (1991) and Légeron et al. (2005), were revised by Cardona (2008). The revised criterion for the finite elements mesh selection consists in dividing the column into five parts and its base into two parts. With regard to the column mesh, each one of these five parts are supposed to be composed of two elements which are sharing the same nodes at their ends. One of these elements is used to represent the unconfined area (cover) of the section while the other simulates the confined concrete (core)(Fig. 3.1).

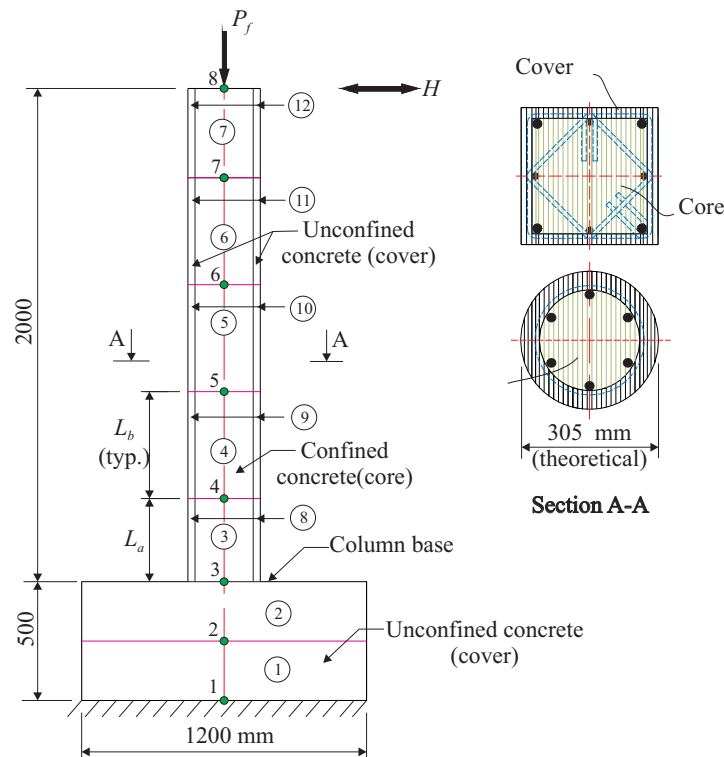


Figure 3.1: Finite element mesh.

For the column mesh, the elements will not always have the same length. The revised criterion considers only the length of the first part of the mesh (L_a) as equal to the equiv-

alent plastic hinge length (l_p). All the other mesh elements are considered to have the same length equal to $L_b=(L-L_a)/4$, where L is the length between the end of the column and its contraflexure point. This criterion assumes that, for the type of specimens studied (controlled by flexion with a span-to-depth ratio > 6), the damage concentration is expected to be close to the column-base interface where the larger demand of energy dissipation is expected with the development of a plastic hinge region. Finally, for comparison purposes, additional analyses of columns were also made with mesh elements having the standard length of 400 mm proposed by Légeron et al. (2005).

Given the important impact of the element size in the system response, Cardona (2008) conducted a parametric study to determine the best formulations for the evaluation of the plastic hinge length region (interpreted by l_p) in order to have the most suitable mesh configuration for the finite element models. Several formulations for l_p were studied:

The first formulation considered for l_p was the one proposed by Paulay & Priestley (1995):

$$l_p = 0.08L + 0.022\sigma_y d_{bl} \quad (3.1)$$

where d_{bl} and σ_y are the diameter and yield strength of the longitudinal bars, respectively.

The second formulation considered consists in applying a correction factor proposed by Zahn et al. (1986) to Eq. (3.1). This modification factor is applicable to the specimens with an axial load ratio $P_f/(f'_c A_g) < 0.3$:

$$l_p = \left(0.5 + 1.67 \frac{P_f}{f'_c A_g}\right) \left(0.08L + 0.022\sigma_y d_{bl}\right) \quad (3.2)$$

For specimens with $P_f/(f'_c A_g) \geq 0.3$, no modification factor is to be applied.

The third and last formulation studied was the one proposed by Priestley (2003), which is a variation of the expression proposed in Eq. (3.1):

$$l_p = 0.054L + 0.022\sigma_y d_{bl} \quad (3.3)$$

From that study, it was established that for columns under low axial loads $P_f/(f'_c A_g) \leq 0.15$, the most appropriate formulation corresponds to Eq. (3.2). In this case, the Eq. (3.1) tends to overestimate the plastic hinge length region. For columns with an axial load ratio

$P_f/(f'_c A_g) > 0.15$, it was found that the Eq. (3.1) was more appropriate for square columns, giving that l_p values are close to the standard length proposed by Légeron et al. (2005). Moreover, for circular columns, the more appropriate expression to evaluate l_p corresponds to the equation proposed by Priestley (2003) (Eq. (3.3)), which gives l_p values close to the cross section diameter.

A comparison of the evaluation of l_p using those last three equations is presented in Fig. 3.2. In this Figure, l_p has been evaluated with $L = 2000\text{mm}$, $d_{bl}=20\text{mm}$ and $\sigma_y=420\text{ MPa}$ and normalized with respect to the value of l_p evaluate with the eq. 3.1.

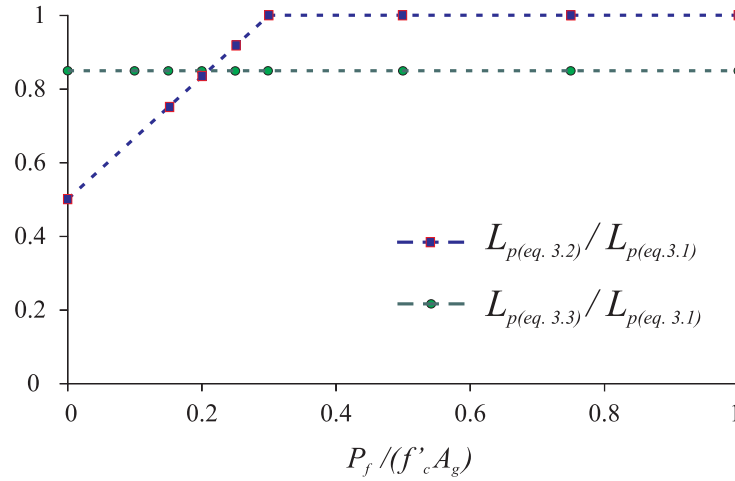


Figure 3.2: Plastic hinge length (l_p) variation with respect to the axial load ratio using Eq. (3.1) to Eq. (3.3).

Now, a new study was conducted in the present research in order to simplify the length evaluation of the first part of the column mesh (L_a), which is related to the plastic hinge length region (l_p). Based on the data results obtained from Cardona (2008) and additional comparisons made between the prediction of response and the test results, this study shows that it is possible to consider only one expression for finding this length (L_a). Using the average error calculated for the column set, the selected expression corresponds to the formulation described by the Eq. (3.2). This conclusion is found to be valid, independently of the type of cross section.

With respect to the axial load level, this last finding is more noticeable for columns subjected to low axial loads ($P_f/(f'_c A_g) \leq 0.15$). For columns subjected to medium axial loads ($P_f/(f'_c A_g) \approx 0.25$), the average *relative* error between the three expressions was found to be less than 13%, but usually obtaining better results when using the Eq. (3.2). Finally, for columns subjected to high axial loads ($P_f/(f'_c A_g) \geq 0.40$), this new study shows that for

the column set there is a clear trend for obtaining a better prediction using the Eq. (3.2). In some cases, the predictions made using a mesh with a standard element length of 400 mm are better in measuring the system strength at the maximum displacement of column tip. However, even though Eq. (3.2) seems to lightly underestimate the value of the plastic hinge region, the *relative* error calculated with respect to the predictions using the standard length is less than 5%.

3.2 Development of New Damage Charts and Tables for PBD

Damage charts useful for PBD were elaborated based on the predicted damage obtained by EFiCoS on a set of columns at the plastic hinge region (see elements 3 and 8 in Fig. 3.1). This set of columns were made of high strength concrete (HSC) and normal strength concrete (NSC). Given that the columns are controlled by flexure, it was decided to build these charts by monitoring the damage condition at the exterior layers of the unconfined (cover) and confined (core) concrete regions. Only the compression damage was taken as a reference to the elaboration of the damage charts because of its impact being more significant with respect to the capacity of the section. Damage charts are built as a function of the drift (δ_θ) or of the displacement ductility ($\mu = \Delta/\Delta_{yI}$). In order to establish the level of displacement ductility, the idealized tip displacement as defined in Paultre et al. (2001) was used as a reference for the yielding of the system.

Damage charts are shown in Fig. 3.3 and 3.4. One simplified version of these charts was presented by Cardona et al. (2010). As a complement to those charts, Tables 3.1 and 3.2 are also presented. These tables include the direct relationship between the predicted damage indexes and the performance levels. Damage indexes presented in these tables correspond to damage values read from the general trend line for a specific drift or displacement ductility. Performance levels referenced in these tables were taken according to the drift limits established by SEAOC (1995)(see Table 3.3), for each performance level. For these tables, the damage state is based on the following considerations: a negligible damage as low as 0.1, a light damage when $0.1 < D \leq 0.2$, a moderate damage when $0.2 < D \leq 0.4$, an important damage when $0.4 < D \leq 0.6$, a severe damage when $0.6 < D \leq 0.9$ and finally, a total damage when $D > 0.9$.

Relationships between the engineering limit states, damage, drift and the traditional per-

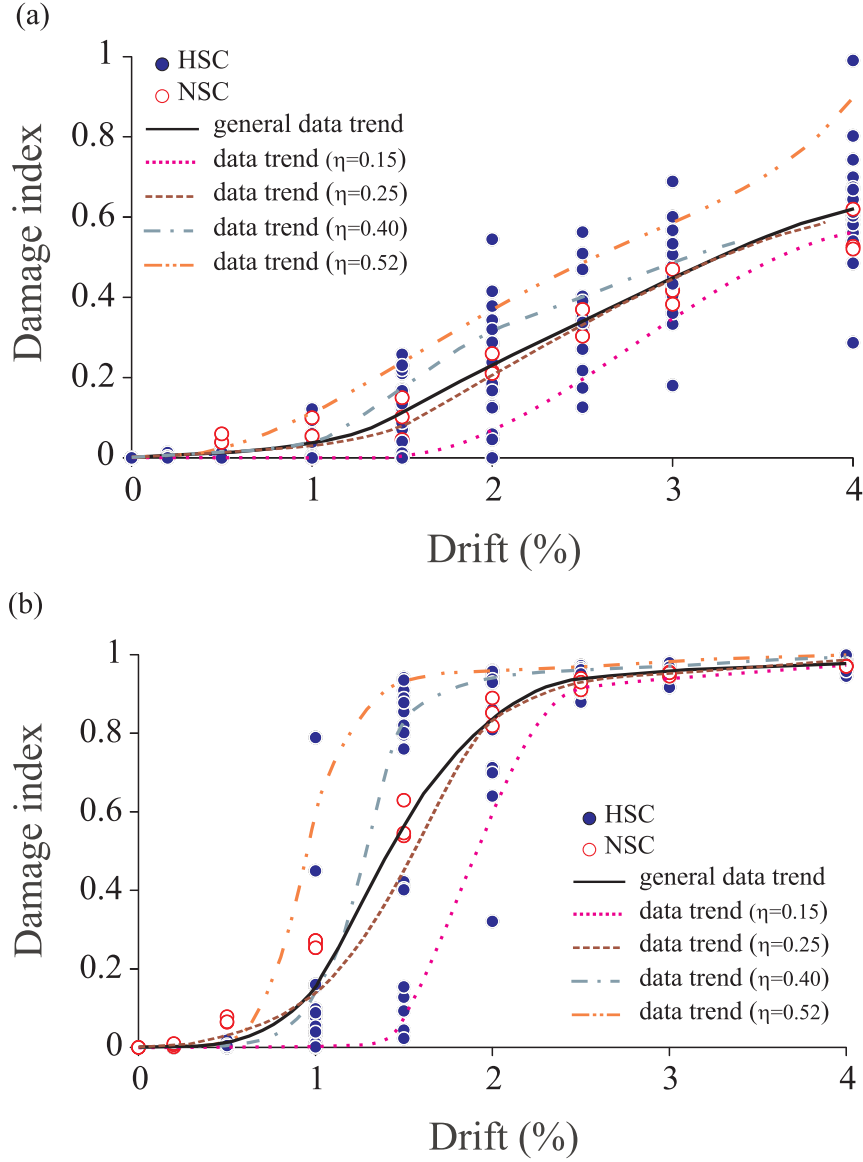


Figure 3.3: Damage charts as function of drift. (a) Confined concrete; (b) Unconfined concrete. Note: η represents the axial load ratio.

formance levels were also obtained. These associations, which are very useful for PBD, were built based on the predictions made with EFiCoS. Tables 3.4 and 3.5 summarize the correlations found for the HSC and NSC columns.

Based on the considerations exposed hereinbefore, and by examining these charts, their respective tables and other additional information from Cardona (2008), it is possible to obtain the following conclusions:

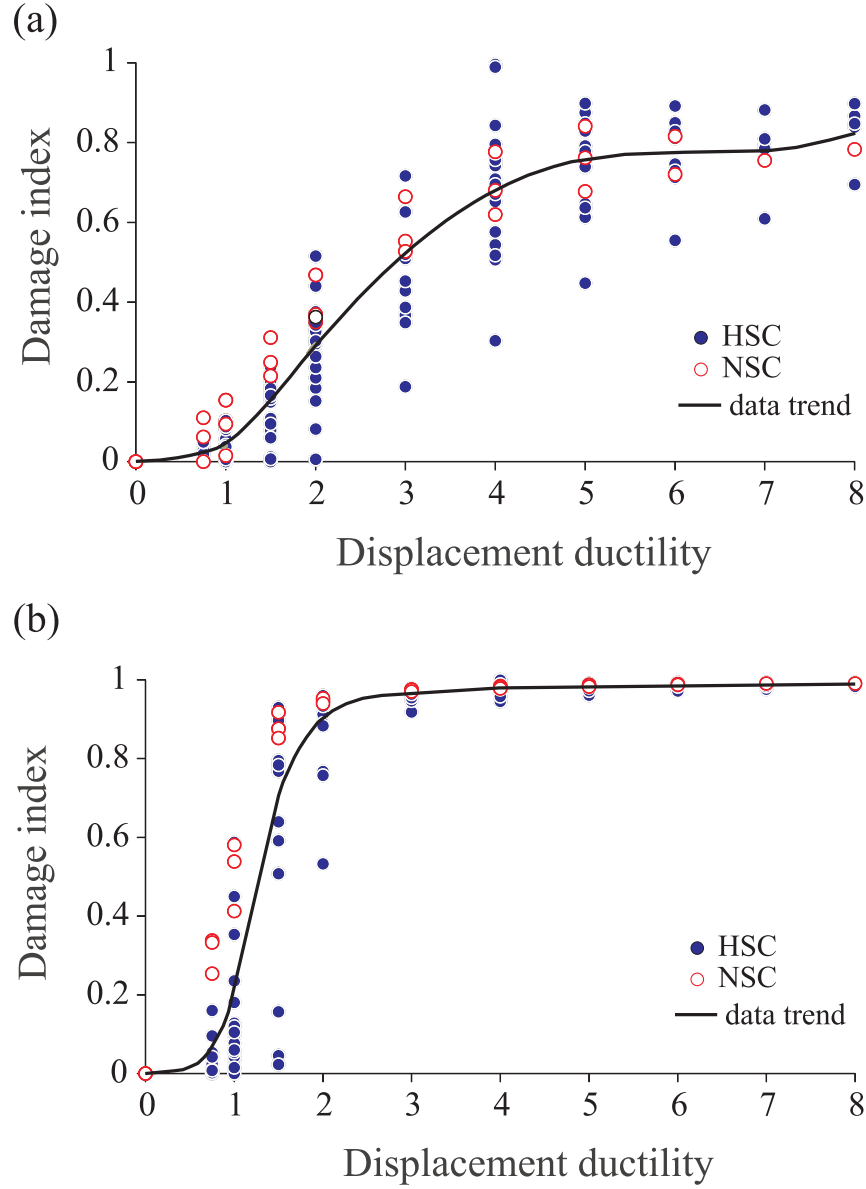


Figure 3.4: Damage charts as function of ductility. (a) Confined concrete; (b) Unconfined concrete.

- Compression damage evolution is more gradual than damage in tension which begins rapidly and jumps suddenly to high values (specially for the HSC). The onset of damage in tension is related to *Operational level* of PBD, with drift values as low as 0.22% (NSC) and 0.49% (HSC) with an average damage index close to 0.6. Then, it jumps suddenly to 0.9 for drift values near to 0.4% (NSC) and near to 0.6% (HSC) which are associated with the *Operational level* and *Life Safe level*, respectively. It

Tableau 3.1: Relationship between Damage, Drift, Displacement Ductility and Performance levels. Confined Concrete (core).

Damage State	Damage Index †	Drift (%)	Ductility (μ)	Performance Level(*)
Negligible	≈ 0	0.2	0.3	Operational
Negligible	0.01	0.5	0.5	Operational
Negligible	0.03	1.0	0.9	Life Safe
light	0.11	1.5	1.7	Life Safe
Moderate	0.23	2.0	1.8	Near Collapse
Moderate	0.34	2.5	2.2	Near Collapse
Important	0.45	3.0	2.7	Collapse
Severe	0.62	4.0	3.6	Collapse

* related to the maximum (transient) drift and according to SEAOC(1995).

† values read from trend line.

is important to clarify that these cracking evaluations are based on damage criterion and not on cracking width. Hence, in order to obtain a better comparison with respect to the cracking events established by SEAOC (1995), a crack width evaluation is recommended;

- Damage progression is also related to the concrete strength. In NSC columns, compression damage evolution is more gradual and begins earlier compared with the HSC cases, especially for the unconfined concrete (UC). For HSC columns, the damage showed sudden variations, especially on the cover (UC) which deteriorates more rapidly and less gradually than the confined concrete (CC). Predictions of cover spalling as well as the crushing of the core were based on monitoring damage in compression. According to these predictions, it is possible to notice that:
 - For the cover, the damage in compression ($D \leq 0.1$), related to minor spalling, begins for a drift value close to 0.6% (*Life Safe level*) with a strain level close to -0.00154 for the NSC columns. For HSC columns, this onset of spalling was predicted for a drift value close to 1.0% (*Life Safe level*) with a strain level near to -0.00285 (the average experimental value was measured as equal to -0.00288). An observation of the general trend line for damage shows an important acceleration in the damage condition for a drift value of 1.0% (*Life Safe level*) and a displacement ductility value of 1 (at the system yielding). Even more, a severe-to-total spalling ($D \geq 0.8$) has been predicted for an average drift

Tableau 3.2: Relationship between Damage, Drift, Displacement Ductility and Performance levels. Unconfined Concrete (cover).

Damage State	Damage Index †	Drift (%)	Ductility (μ)	Performance Level(*)
Negligible	≈ 0	0.2	~ 0.5	Operational
Negligible	0.01	0.5	0.6	Operational
Light	0.15	1.0	0.9	Life Safe
Important	0.57	1.5	1.4	Life Safe
Severe	0.84	2.0	1.8	Near Collapse
Total	0.94	2.5	2.3	Near Collapse
Total	0.96	3.0	2.6	Collapse
Total	0.97	4.0	3.5	Collapse

SEAOC(1995).

* related to the maximum (transient) drift and according to SEAOC(1995).

† values read from trend line.

Tableau 3.3: Performance Levels, maximum permissible Drifts and damage states according to SEAOC (1995)

Performance Level	Maximum permissible Drift	Overall Damage
Fully Operational	0,2%	Negligible
Operational	0,5%	Slight
Life Safe	1,5%	Moderate
Near Collapse	2,5%	Severe
Collapse	> 2,5%	Complete

value of 2.0% (*Collapse Prevention level*) and a displacement ductility value close to 2;

- Concerning the core (CC), the onset of crushing ($D \leq 0.1$) was detected for a drift value close to 1.1% (*Life Safe level*) for the NSC columns and 1.4% (*Life Safe level*) for the HSC columns. An observation of the general trend line for damage shows an important acceleration in the damage condition for a drift value close to 1.5% (*Life Safe level*) and a displacement ductility value of 1.0, at the system yielding. Additionally, an important core deterioration was predicted for a drift close to 3.0% (*Collapse level*) and a displacement ductility value of 3. At that moment, the maximum compression strain in the core is about -0.008 which corresponds to an average compression damage level of

Tableau 3.4: Relationship between Engineering Limit States, Damage, Drift and Performance levels. HSC Columns

Engineering Limit State	Strain	Damage Index †	Drift (%)	Performance Level(*)
Cracking Onset	0.00020	0.65 ‡	0.49	Operational
Spalling Cover Onset	-0.00285	<0.1	1.08	Life Safe
Long.-Bar First Yielding	0.00231	0.98 ‡	1.35	Life Safe
Crushing Core Onset	-0.00335	<0.1	1.44	Near Collapse
Severe Spalling Cover	-0.00474	0.80	1.60	Near Collapse
Important Crushing Core	-0.00855	0.48	2.98	Collapse

* related to the maximum (transient) drift.

† Average value.

‡ Damage in tension.

± Circular section columns.

Tableau 3.5: Relationship between Engineering Limit States, Damage, Drift and Performance levels. NSC Columns

Engineering Limit State	Strain	Damage Index †	Drift (%)	Performance Level(*)
Cracking Onset	0.00010	0.60 ‡	0.22	Operational
Spalling Cover Onset	-0.00154	0.10	0.57	Life Safe
Crushing Core Onset	-0.00191	<0.10	1.14	Life Safe
Long.-Bar First Yielding	0.00223	0.97 ‡	1.33	Life Safe
Severe Spalling Cover	-0.00485	0.82	1.79	Near Collapse
Important Crushing Core	-0.00809	0.50	3.11	Collapse

* related to the maximum (transient) drift.

† Average value.

‡ Damage in tension.

$D \approx 0.5$. It is important to notice that these average values are accompanied by an important data scatter.

- Damage evolution and its intensity are also related to the axial load ratio (η), the transverse reinforcement ratio as well as to the transverse reinforcement strength. According Cardona (2008), the axial load ratio (in compression) is the most important factor in the response. Damage evolution in compression is a complex phenomenon. As can be seen from the Fig. 3.3 and 3.4, the dispersion around the trend line is high. Concerning the cover of the cross section (UC), this dispersion tends

to decrease when the damage condition is severe ($D > 0.8$) for drift values greater than 2.0% (*Collapse Prevention level*) and for displacement ductility over 2. For the core (CC), the reduction of the dispersion is observed for displacement ductility values higher than 4. Conscious of this high dispersion, an alternative approach for interpreting these damage charts is provided in Fig. 3.3. Hence, a set of trend lines associated with the axial load ratio (η) is presented. These new dotted trend lines on the graphics contribute to having a better discretization of the problem and reduce the degree of the dispersion of the results. The observation of the damage evolution in terms of the axial load ratio permitted to establish that:

- The beginning of a drastic variation of the damage condition in compression is reported earlier in columns with higher axial load ratio, especially on the cover of the cross section (UC). For the highest axial load ratio ($\eta = 0.52$), which correspond to HSC columns, damage of the cover could reach a severe condition ($D \geq 0.8$) near a drift of 1.2% (*Life Safe level*) and for a displacement ductility a little lower than 1.5. With regard to the core (CC), the damage condition in columns with higher axial load ratio is important ($D \geq 0.5$) for a drift value a little higher than 2.5% (*Collapse level*) and for a displacement ductility of 3;
- For columns with axial load ratio $\eta \approx 0.4$, which are also HSC columns, damage of the cover could reach a severe condition ($D \geq 0.8$) near a drift of 1.5% (*Life Safe level*) and for a displacement ductility close to 1.5. With regard to the core (CC), the damage condition in columns with higher axial load ratio is important ($D \geq 0.5$) for a drift value close to 3.5% (*Collapse level*) and 3% (*Collapse level*) and for a displacement ductility of 3;
- For columns with medium axial load ratio ($\eta \approx 0.25$), the general trend line indicates that damage in the cover (UC) becomes important ($D \geq 0.5$) for a drift value a little higher than 1.5% (*Collapse Prevention level*) and for a displacement ductility value a little higher than 1.5. For the core (CC), $D \geq 0.5$ for a drift close to 3.5% (*Collapse level*) and a displacement ductility close to 3;
- For columns with lower axial load ratio ($\eta \leq 0.15$), damage in the cover (UC) becomes important ($D \geq 0.5$) for a drift value close to 2% (*Collapse Prevention level*), and close to 3% (*Collapse level*) for the core (CC). When the system yields ($\mu = 1.0$), the average damage in CC is very low ($D < 0.1$).
- Finally, first yielding of the longitudinal bars was also well predicted by EFiCoS. In general, tip displacements associated with the first yielding were close to the

idealized calculated values of Δ_{yI} . According to the results, this limit state was detected by an average drift value close to 1.3%, which is referred to the *Life Safe level* by SEAOC (1995);

For further information, please refer to Cardona (2008).

Chapter 4

Damage Mechanic in Performance Based Design (PBD) for Shear Walls. Formulation

4.1 Introduction

The PBD methodology has been under development during the last years around the world. Traditionally, deterministic PBD philosophy consists in carrying out a seismic design according to a performance objective previously selected. This performance objective is defined as a function of a desired performance level for a stated seismic hazard level. On the other hand, the performance level is defined in terms of allowable damage, which can vary from simple cracking to a damage state close to collapse of the structure.

Recently, there is a tendency to express performance in terms of the probable human, financial and occupancy interruption losses caused by earthquake damages (probabilistic approach). This approach aims to overcome the shortcomings of the original methodology which is focused on deterministic treatment. Despite the rational basis of the deterministic approach, some known issues have often made difficult its implementation. These include, among others, the limitations related to modeling technics, the accurate detection of different engineering limit states (cracking, spalling, crushing in concrete, bar yielding, bar buckling, etc.) as well as the reliable prediction, distribution and quantification of the

damage condition (global and local). In general, guidelines proposed for PBD [SEAOC (1995), ATC 40 (1996), FEMA 273 (1997), FEMA 356 (2000) replaced by ASCE/SEI-41 (2013)] provide only qualitative relationships between the damage and the different performance levels. Referring to shear walls, only a quantitative relationship is presented by relating the cracking width to the performance level. Moreover, for walls controlled by flexure, the qualification of the performance level is made in terms of an acceptable value of the plastic hinge rotation at the base. In walls controlled by shear, this acceptable value is referred to the tangential drift ratio. Additionally, the traditional computer tools that have been developed or adapted for the PBD methodology have proven to be unreliable, especially concerning the analysis of shear-critical structures (Guner, 2008). Furthermore, important shortcomings have been detected in the response predictions, particularly, concerning the strength, the stiffness and displacement ductility, where the computed values that are very far from the reference values, even by making sophisticated analyzes.

It is obvious that if the measurement of the performance is directly related to a level of damage, a PBD methodology should be supported on analytical tools able to detect, quantify and determine the accurate distribution of the damage condition (local and global). All phenomena related to nonlinearities of material (cracking, spalling, etc.) and inelastic deformations in elements must also be properly measured in order to reach a suitable design based on the PBD methodology, in a deterministic approach.

4.2 Research Significance and Scope of Work

Some computer applications have been developed to make PBD a feasible design methodology (SAP2000, ETABS, PERFORM 3D (CSI, 2005, 2006), RUAUMOKO (Carr, 2005), etc.). Often, these programs use inelastic time history analyses or pushover analyses for measuring the response of the structure. However, local damage is usually not predicted and there is an important lack of precision in the predictions of ductilities, maximum resisting loads, and detection of engineering limit states, among others. Furthermore, the analyses required to interpret the response of shear-critical structures are usually complicated and demand subjective judgments to the user which can significantly affect the predicted response. These reasons support the idea that it is necessary to continue the improvement of prediction techniques in search of the answer to implement a credible deterministic approach for the PBD. Previous studies have shown that software EfiCoS has a great potential for studying the nonlinear behavior of reinforced concrete struc-

tures (Cardona et al., 2010) with a flexural-critical behavior. Given its ability to measure the local damage and calculate the response elements directly using the material behavior laws, EfiCoS represents an interesting tool for analysis in the context of PBD for this type of structures. On the other hand, a significant effort has been made in relation to the development of rational analytical formulations for studying the nonlinear behavior of reinforced concrete. Among these formulations, one of the most remarkable corresponds to the MCFT (Vecchio & Collins, 1986). MCFT has permitted a better understanding of the reinforced concrete response from its initial state to ruin. Besides, the MCFT has achieved reliable estimates of nonlinearities associated with the stress and strain distribution along the element section.

The objective of this research is to show how damage mechanics can also be applied to solve some shortcomings associated with the deterministic approach of PBD. Supported on this concept, an analytical procedure for nonlinear analysis of concrete structures subjected specially to non-negligible shear effects is proposed. The proposed procedure uses the damage mechanics in order to quantify the local damage (by damage indices). Also, it combines an adaptive formulation of the MCFT and other complementary theories to properly consider the nonlinearities associated to the materials and deformations. The proposed formulation allows to also consider in a proper way the nonlinear shear-related effects coupled with axial and flexural mechanisms. It is adapted for monotonic, pushover and cyclic loads.

4.3 Proposed Analytical Developments

4.3.1 General Description

The analytical procedure proposed here allows to properly consider the nonlinear effects associated with shear and then, couple them with the respective nonlinear mechanisms associated with the axial and flexion actions. The global strategy to achieve this goal is composed of the proposed transformation of the original finite element of EfiCoS and the introduction and adaptation of the formulations derived from the MCFT (Vecchio & Collins, 1986) and other complementary developments applied especially to the nonlinear sectional analysis. These complementary developments include a new concrete behavior law that involves a new way to evaluate the damage evolution based on the La Borderie

(1991) unilateral concrete behavior law.

As mentioned in the section 2.4, the original finite element integrated in EfiCoS corresponds to a Bernoulli-type layered 2D beam element, so only flexion strains are considered and shear effects are neglected. In order to correctly analyse shear wall structures, it is clear that nonlinear shear strains must be considered. One way to improve the performance of EfiCoS for shear wall analysis is to transform the Bernoulli-type layered beam element into a Timoshenko layered beam, which is sensitive to the shear actions. However, as it is common for this kind of transformation, the shear deformation is only considered in a linear context. To overcome this issue, the proposed formulation uses an adaptation of the MCFT and other considerations to account for the shear strains in a nonlinear context.

4.3.2 New Concrete Behavior Law proposed for EfiCoS

One new concrete behavior law with orthotropic characteristics was developed and integrated in EfiCoS. This concrete behavior law was required to make possible the implementation of the MCFT and related formulations. Damage evolution for EfiCoS is now related to the principal axis. In this way, softening phenomenon and local revision on the crack surface can also be considered (facultative). Furthermore, this new behavior law is designed from a pair of uniaxial concrete behavior cyclic laws based on damage mechanic, which govern the concrete behavior on each principal axis independently (Fig. 4.1). The coupling of both laws is then accomplished by using the concepts of equilibrium and strain compatibility proposed by the MCFT and related theories.

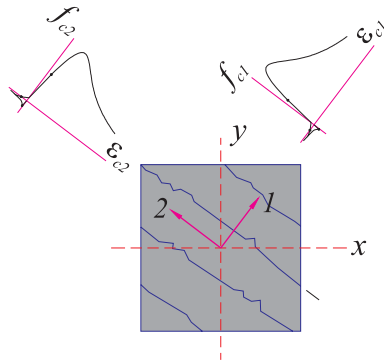


Figure 4.1: New behavior law proposed for the concrete with orthotropic characteristics.

Similarly to MCFT, the proposed law assume that the crack plane remains coaxial with

the principal direction of the compression stress. The coincidence between the angle of principal stress, θ_c and the angle of the principal strain, θ is also assumed. In the proposed formulation, one of the uniaxial laws is in charge of monitoring the stress-strain relationship of the principal direction one, while the other is responsible for monitoring the relationship with respect to the principal axis two. The principal direction one ($j = 1$) is supposed to be perpendicular to the crack plane, while the principal direction two ($j = 2$) is parallel to this plane and it is normally associated with a principal compression stress ($\sigma_{22} = f_{c2}$). For this research, the uniaxial mechanic material constitutive law proposed by La Borderie (1991) was adopted for tracking the damage for each principal direction. Thus, two damage indices are used to indicate the level of accumulated damage in the material. Damage condition is considered irreversible. The scalar variables $D_{1,j}$ and $D_{2,j}$ monitor the damage in tension and the damage in compression, respectively, associated with each principal direction (j). These damage variables represent the ratio of the volume of damaged material (in tension and compression) to the initial unit volume of material after a certain loading history. Both damage indices vary from 0 for an undamaged material to 1 for a totally damaged material ($0 \leq D_i \leq 1$). Cracking closure and stiffness restitution features are kept from the original uniaxial concrete behavior law for EfiCoS (La Borderie, 1991) (see Fig. 4.2). Confinement effects in compression provided by the transverse reinforcement can also be considered with the appropriate selection of the model parameters.

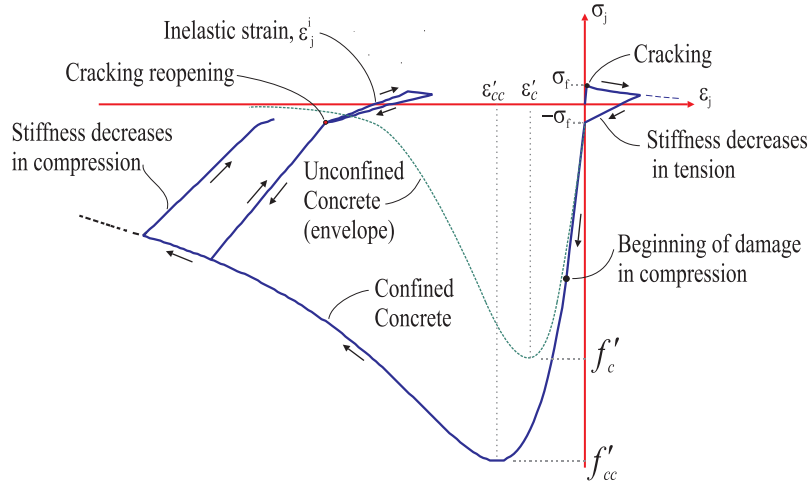


Figure 4.2: Uniaxial concrete behavior law associated with each principal direction ($j = 1, 2$).

The basic material constants for the concrete damage model will be identical for both uniaxial laws associated with the respective principal axes. Thus, the constants $A_{i,1}=A_{i,2}=A_i$, $B_{i,1}=B_{i,2}=B_i$, $\beta_{i,1}=\beta_{i,2}=\beta_i$ and $Y_{0i,j}$ will be used as the parameters that control the mono-

tonic or cyclic behavior for each law. The process of selection of these constants is explained in detail in Cardona (2008), except that, for the elements studied on this research, the parameters $A_{1,j}$ and $B_{1,j}$ must not be taken as equal to 1 by default but rather be obtained by following the normal procedure. Two additional basic constants are required for the behavior model: the modulus of elasticity $E_{o,1}=E_{o,2}=E_o$ and the crack closure stress $\sigma_{f,j=1}=\sigma_{f,j=2}=\sigma_f$. For the proposed formulation, the crack closure stress σ_f is taken by default equal to the shear cracking stress proposed by Bentz (1999)(MPa units):

$$\sigma_f = f_{cr} = 0.45(f'_c)^{0.4} \quad (4.1)$$

As mentioned in chapter 2, according to Bentz (1999), the expression proposed by the MCFT Vecchio & Collins (1986) ($f_{cr}=0.33\sqrt{f'_c}$, MPa units) is not well adapted, particularly for high-strength concrete. Alongside these expressions, there are other ones well known as proposed by Belarbi & Hsu (1994) that can be used to evaluate the stress f_{cr} . Some of them were also programmed into EfiCoS.

For each principal direction ($j=1,2$), the total strain (ε_j) is defined as:

$$\varepsilon_j = \varepsilon_j^e + \varepsilon_j^i \quad (4.2)$$

where, ε_j^e and ε_j^i are, respectively, the elastic and inelastic strains, associated with each principal direction and they are defined as:

$$\varepsilon_j^e = \left[\frac{\sigma_j^+}{E_o(1 - D_{1,j})} + \frac{\sigma_j^-}{E_o(1 - D_{2,j})} \right] \quad (4.3)$$

$$\varepsilon_j^i = \left[\frac{\beta_1 D_{1,j}}{E_o(1 - D_{1,j})} F'(\sigma) + \frac{\beta_2 D_{2,j}}{E_o(1 - D_{2,j})} (1) \right] \quad (4.4)$$

where, $F'(\sigma)$ is the crack closure function, which allows considering the stiffness recovery effect associated with this mechanism ($0 \leq F'(\sigma) \leq 1$). In Eq.(4.3), σ_j^+ and σ_j^- are the positive and negative parts of the stress tensor, defined as:

For $\sigma_j \geq 0$,

$$\sigma_j^+ = \sigma_j = E_o(1 - D_{1,j})(\varepsilon_j - \varepsilon_j^i) \quad ; \quad \sigma_j^- = 0 \quad (4.5)$$

For $\sigma_j < 0$,

$$\sigma_j^- = \sigma_j = \beta_{soft,j}(E_o(1 - D_{2,j})(\varepsilon_j - \varepsilon_j^i)) \quad ; \quad \sigma_j^+ = 0 \quad (4.6)$$

where, $\beta_{soft,j}$ corresponds to the softening coefficient used to reduce the compression response in the concrete, due to the tension strains in a perpendicular plane.

Longitudinal ($\sigma_{c,x}$) and shear ($\tau_{c,xy}$) local stresses in the concrete layer are evaluated using the known transformation equations:

$$\sigma_{c,x} = \sigma_{c,2}(\cos \theta)^2 + \sigma_{c,1}(\sin \theta)^2 \quad (4.7)$$

$$\tau_{c,xy} = (\sigma_{c,1} - \sigma_{c,2}) \sin \theta \cos \theta \quad (4.8)$$

where θ corresponds to the angle of inclination of the principal stresses in concrete with respect to x-axis, which for simplicity, it is taken as equal to the angle of inclination of the principal strain. The angle θ is calculated as:

$$\theta = \arctan \left(\frac{\gamma_{xy}}{2[\varepsilon_y - \varepsilon_x]} \right) \quad (4.9)$$

where γ_{xy} is the total shear strain related to xy axes. ε_x and ε_y correspond to the total strains in the longitudinal and transverse direction, respectively. The transverse (ε_y) and shear strains (γ_{xy}) are calculated by iteration.

Damage evolution is controlled by the released energy rate $Y_{i,j}$ recorded in each principal direction ($j = 1, 2$). If the value of the energy rate is negative ($Y_{i,j} < 0$), then the corresponding damage does not evolve. $Y_{i,j}$ is expressed for the damage evolution in tension ($Y_{1,j}$) and in compression ($Y_{2,j}$) as:

$$Y_{1,j} = \frac{(\sigma_j^+)^2}{2E_o(1 - D_{1,j})^2} + \frac{\beta_1 f'(\sigma_j)}{E_o(1 - D_{1,j})^2} \quad (4.10)$$

and,

$$Y_{2,j} = \frac{(\sigma_j^-)^2}{2E_o(1 - D_{2,j})^2} + \frac{\beta_2 \sigma_j}{E_o(1 - D_{2,j})^2} \quad (4.11)$$

The initial thresholds for $Y_{i,j}$ are the material parameters (concrete), $Y_{01,j}$ for tension and $Y_{02,j}$ for compression which are accompanied by a condition of zero damage in the material ($D_{i,j} = 0$).

When $Y_{i,j} > Y_{0i,j}$, a new threshold is defined as $Y_{limit(i,j)} = Y_{i,j}$ and the damage condition in tension ($D_{i=1,j}$) and compression ($D_{i=2,j}$), are evaluated for each principal direction ($j=1,2$) as:

$$D_{i,j} = 1 - \frac{1}{1 + [A_{i,j}(Y_{i,j} - Y_{0i,j})]^{B_{i,j}}} \quad (4.12)$$

Damage in tension $D_{1,j}$ allows to interpret the loss of stiffness in the direction orthogonal to the plane of the cracks. Usually this direction is associated with the principal direction 1 ($j = 1$). The damage in tension has a more marked anisotropic character than compression damage. However, it is possible for both to assume an isotropic behavior, establishing an envelope damage in traction and compression equal to:

If $D_{i,2} > D_{i,1}$:

$$D_i = D_{i,1} = D_{i,2} \quad \text{and} \quad Y_{limit(i,1)} = Y_{limit(i,2)} \quad (4.13)$$

If $D_{i,2} \leq D_{i,1}$:

$$D_i = D_{i,2} = D_{i,1} \quad \text{and} \quad Y_{limit(i,2)} = Y_{limit(i,1)} \quad (4.14)$$

In general, the inelastic force vector ($\mathbf{F}^i(D)$) indicated in Eq. 4.20, which is used to introduce the effects of the loss of stiffness in the solution of the nonlinear problem, is calculated using the damage envelope described by:

$$D_i = \max(D_{i,1}, D_{i,2}) \quad (4.15)$$

4.3.2.1 Treatment of the Softening in Compression

One of the most important aspects related to the MCFT corresponds to the consideration of the softening in compression for the concrete (see Fig. 2.7). Thus, this phenomenon, which is related to a reduction of the principal compressive stress due to a coexisting

principal tensile strain acting in the transverse direction, is taken into account in EfiCoS by the coefficients of softening ($\beta_{soft,j}$).

Several expressions were programmed and adapted in EfiCoS for the estimation of the coefficients of softening. Based on a complete calibration study that was carried out, the original expression (Eq. 4.19 proposed by Vecchio & Collins (1986) was, in general, the more appropriate to use in monotonic and cyclic load analysis:

$$\beta_{soft,j} = \frac{1}{0,8 - 0,34(\varepsilon_{net,\perp j})/\varepsilon'_c} \leq 1,0 \quad (4.16)$$

where, $\varepsilon_{net,\perp j}$ is the principal net tensile strain in concrete, acting in a perpendicular direction to the principal direction (j) subjected to compression. ε'_c is the strain in the concrete cylinder at the peak stress f'_c (it is a negative quantity).

Normally, the principal axis 2 ($j = 2$) corresponds to the axis associated with the compression actions. For this case, the strain $\varepsilon_{net,\perp j}$ is evaluated as:

$$\varepsilon_{net,\perp j} = \varepsilon_{net,1} = \varepsilon_1 - \beta_2 [D_{2,1}/(1 - D_{2,1})/E_o] \quad (4.17)$$

When the principal axis 1 ($j = 1$) corresponds to the axis associated with the compression actions:

$$\varepsilon_{net,\perp j} = \varepsilon_{net,2} = \varepsilon_2 - \beta_2 [D_{2,2}/(1 - D_{2,2})/E_o] \quad (4.18)$$

Among the additional formulations for the estimation of softening, the expression proposed by Zhang & Hsu (1998), which is adapted for cyclic load analysis, was found to be the best formulation to analyse the specimens with greater length-to-section-width ratio. In this case, the coefficient of softening is evaluated as:

$$\beta = \frac{5.8}{\sqrt{f'_c}} \frac{1}{\sqrt{1 + 200\varepsilon_{net,\perp j}}} \leq 0,9 \quad (4.19)$$

4.3.3 Transformation of the Base Finite Element for EfiCoS

The transformation from the Bernoulli-type layered 2D beam element into a Timoshenko-type layered 2D beam element is inspired from (Batoz & Dhatt, 1990), and includes several modifications. Plane sections are still considered to remain plane (as for Bernoulli-type beam).

As in the original element, each node has three degrees of freedom. Strains, stress and damage indices are evaluated at the center of each layer at mid-span between two nodes. The stiffness of each layer and its eccentricity with respect to the center of the cross-section are taken into account to obtain the stiffness relationships in terms of the degrees of freedom of the beam member. Longitudinal strain (ε_x) at the point of evaluation in each layer is found by interpolation. With the Timoshenko-type beam element, two new additional strains are evaluated for each layer: the second membrane strain, namely transverse strain (ε_y) and the shear strain (γ_{xy}). The shear strain (γ_{xy}) is not found using the traditional kinematics relations associated with this Timoshenko-type beam element. For the proposed formulation presented here, the strains ε_y and γ_{xy} are calculated by iteration. With respect to the shear strain, one initial assumed shear strain profile ($\gamma_{xy,0}$) is required. This numerical iteration process integrates the participation of the MCFT and complementary theories in the equilibrium process of the cross section, assuming that there is not transverse clamping stress ($\sigma_y=0$).

The Timoshenko finite element proposed here is integrated into a displacement-based formulation. Thus, nodal forces and displacements are evaluated by solving the equation:

$$\mathbf{F} = \mathbf{K}\mathbf{U} - \mathbf{F}_i(D) \quad (4.20)$$

where,

\mathbf{K} = global stiffness matrix

\mathbf{F} = nodal forces

\mathbf{U} = nodal displacements

$\mathbf{F}_i(D)$ = inelastic force vector, which depends on the damage state (D) of the structure.

The purpose of $\mathbf{F}_i(D)$ is to introduce the effects of the loss of stiffness and the inelastic strains in the solution of the global nonlinear problem. For the formulation presented here, the vector $\mathbf{F}_i(D)$ is evaluated using the damage envelope expressed by equation 4.15.

The direct stiffness method is used to assemble the global stiffness matrix by addition of member stiffness matrices. This elementary stiffness matrix expressed in local coordinates (\mathbf{K}^e) is defined as:

$$\mathbf{K}^e = \begin{pmatrix} k_{11} & 0 & k_{13} & -k_{11} & 0 & -k_{13} \\ & k_{22} & k_{23} & 0 & -k_{22} & k_{23} \\ & & k_{33} & -k_{13} & -k_{23} & k_{33}/2 \\ \text{SYM.} & & & k_{11} & 0 & k_{13} \\ & & & & k_{22} & -k_{23} \\ & & & & & k_{66} \end{pmatrix}$$

where,

$$k_{11} = \frac{H_m}{L} \quad (4.21)$$

$$k_{13} = -\frac{H_{mf}}{L} \quad (4.22)$$

$$k_{22} = \frac{12}{L^3(1+\phi)} H_f \quad (4.23)$$

$$k_{23} = \frac{6}{L^2(1+\phi)} H_f \quad (4.24)$$

$$k_{33} = \frac{4+\phi}{L(1+\phi)} H_f \quad (4.25)$$

where, L is the length of the element and (ϕ) corresponds to the stiffness ratio due to the flexion and shear. The elastic membrane stiffness (H_m), the elastic bending stiffness

(H_f) , the elastic stiffness due to Membrane-flexure coupling(H_{mf}) and the transverse shear stiffness (H_c) are defined as:

$$H_m = \sum_{k=1}^N E_{o(k)} b_k h_k \quad (4.26)$$

$$H_f = \sum_{k=1}^N E_{o(k)} (b_k h^3 / 12 + b_k h_k y_k^2) \quad (4.27)$$

$$H_{mf} = \sum_{k=1}^N (E_{o(k)} b_k h_k) y_k \quad (4.28)$$

$$H_c = \sum_{k=1}^N G_k b_k h_k \quad (4.29)$$

where, N=number of layers in section; h_k and b_k the respective height and width of layer j; y_k corresponds to the distance between the center of layer j and the centroid of the section.

For concrete layers, $E_{o(k)}$ represents the modulus of elasticity of concrete ($E_{c(k,o)}$). For reinforced concrete layers, $E_{o(k)}$ is calculated based on perfect adherence between concrete and steel and by using the Voigt hypothesis for homogenization (Voigt, 1889). This equivalent modulus of elasticity is evaluated as:

$$E_{o(k)} = \rho_{x(k)} E_{so(k)} + (1 - \rho_{x(k)}) E_{co(k)} \quad (4.30)$$

where, $E_{so(k)}$ represents the modulus of elasticity of the longitudinal steel reinforcing the layer k. $\rho_{x(k)}$ corresponds to the ratio between the cross-sectional area of the longitudinal steel reinforcing the layer and the total area of the reinforced concrete layer ($\rho_{x(k)} = A_{sx(k)} / A_{t(k)}$).

In Eq. 4.29, G_k corresponds to the actual concrete shear modulus associated with each layer. This modulus G_k is obtained as a result of an iterative process mentioned before. Thus, after cracking, G_k is variable and with a nonlinear character in concordance with

the material response. Transverse shear stiffness (H_c) is defined in terms of this inelastic shear modulus (G_k).

The stiffness ratio due to the flexion and shear (ϕ) is also variable as G_k , and it is defined as:

$$\phi = \frac{12}{L^2} \frac{H_f}{H_c} \quad (4.31)$$

It is important to note that G_k as defined in this paper, for its characteristics, contributes to making the elemental stiffness matrix more sensitive to the phenomenon of the nonlinear response due to shear effects. Furthermore, in the traditional Timoshenko formulation, G_k corresponds to the elastic shear modulus and thus, ϕ will be kept constant.

Three additional considerations were taken based on a large calibration study. Firstly, in order to avoid instability problems of the elementary stiffness matrix, the actual shear modulus is taken as:

$$G_k \geq 0.10G_{o(k)} \quad (4.32)$$

where, $G_{o(k)}$ represents the elastic shear modulus for the layer k.

Secondly, for the shear walls with a barbell section, one correction factor was applied to Eq. 4.31 in order to improve the stability, precision and faster convergence of the solution. This correction factor (ς) was found close to 1.66. Thus, the modified stiffness ratio due to the flexion and shear (ϕ_{mod}) is defined as:

$$\phi_{mod} = \varsigma * \phi \quad (4.33)$$

The last consideration concerns the application of one correction function (λ_y) (Dubé, 1994) to the original expression of H_c . It was found that the function λ_y improves the speed and stability of the solution process. The function λ_y is also used during the iterative process of correction of the shear strain distribution (γ_{xy}).

$$H_{c,mod} = \lambda_y H_c \quad (4.34)$$

4.3.4 Analytic Procedure. Implementation Steps

The general principles of calculation used by EfiCoS are based on a quasi-secant iterative method, where the calculation of inelastic forces resulting from the material nonlinearities is performed through an iteration method based on the initial stiffness. A simplified flow chart of this analytical procedure, which is followed by the original version of EfiCoS, has been presented in Cardona (2008). Generally speaking, this approach is still available on this new version of the code, when the user decides not to adopt the concepts of the MCFT and the complementary theories for their analysis, in other words, when shear effects are not considered. This previous approach has profited from an extensive code re-engineering accompanied, among others, by significant enhancements in terms of analysis capabilities, computational speed and detection of engineering limit states. Since there was a considerable increase in the calculation effort, all of these improvements were required to successively implement the MCFT and complementary theories in EfiCoS.

4.3.4.1 General Assumptions

The following basic general assumptions are made in order to simplify the procedure;

- In each layer, stress and strain are considered as average values;
- Concrete principal stress and strain directions are coincident;
- There is a perfect bonding between concrete and steel;
- Dowel action and flexure stiffness of bars are neglected;
- Bond-slip of the longitudinal reinforcement (pull out), related to the strain penetration effects, is not incorporated in the analysis;
- Cyclic shear slip along the crack surfaces due to deterioration in aggregate interlock also is not explicitly evaluated. However, an approximation to take into account this effect (such as the degree of pinching) is made as it is explained in the section 5.3.2;
- Effects due to the rupture or deterioration of the lap splices of the reinforcing bars are not evaluated.

4.3.4.2 The New Sectional Analysis Procedure. Steps

The most extensive transformation inside the code, in order to capture the non-linearity related to the shear effects, was about the portion of the code related to the subroutine of

the sectional analysis. The process starts with the longitudinal strain (ε_x) and the shear strain (γ_{xy}) known for each layer k . This longitudinal strain (ε_x) is obtained following the same process used by the original version of EfiCoS based on the hypothesis that plane sections remain plane. Thus, ε_x is calculated using the relative longitudinal displacements ($\Delta_u = \Delta_x \Delta_y \sin \alpha \cos \alpha$; α : angle of orientation of the element) and the rotations (θ_i and θ_j) of two ends of a member, as:

$$\varepsilon_{x,k} = \Delta_u / L + [(\theta_i - \theta_j) / L] y_k \quad (4.35)$$

Then, the total transverse strain (ε_y) for each layer is found by iteration, based on the respect of the principles of compatibility and sectional equilibrium. In this new subroutine, the ε_y strain is searched using the simplistic assumption that there are no transverse clamping stress ($\sigma_y = 0$). However, if the clamping stress wants to be considered, then a minor adjustment into the code is required. The root-finding algorithm proposed by Brent (1973) was implemented in EfiCoS for the solution of the iterative problem. This algorithm has been adapted for this research in order to avoid that the root falls outside the bracket (a,b). Following this adaptation, the actual total transverse strain (ε_y) is found by selecting and adapting the bracket values. The adapting brackets are based on the previous values obtained for the total transverse strain (ε_y^{old}). The total longitudinal strain (ε_x) and the total transverse strain (ε_y) are involved in the selection of this bracket as described below:

For $\varepsilon_x \geq 0$,

$$a = \alpha \varepsilon_y^{old} \quad b = -\alpha \varepsilon_y^{old} \quad (4.36)$$

For $\varepsilon_x < 0$,

$$a = -\alpha \varepsilon_y^{old} \quad b = +\alpha \varepsilon_y^{old} \quad (4.37)$$

where α corresponds to a coefficient to define the interval by the user. As a result of numerous calibrations, a value between 1.05 and 1.15 is a good option to guarantee a stable and fastest convergence. If the number of iterations required is over 30, the α factor is successively increased in each new iteration by an additional cofactor (\times). After numerous calibrations, this cofactor \times could be selected between 1.0E-8 and 1.0E-6. Finally, if the required number of iterations is over 75, the variable ε_y^{old} is replaced by ε_y^{cal} in eqs. 4.36 and 4.37, which is inspired by the expression proposed by Guner (2008) to evaluate the

ε_y strain. This new expression has been developed using, among other variables, the principal secant elastic-damage modulus ($E_{k,j} = E_{o(k,j)}(1 - D_j)$), the actual shear modulus (G_k)(which is obtained by iteration) and also by considering that the behavior law of the transverse steel corresponds to a simplified elasto-plastic model, without considerations of cyclic effects and hardening (as proposed by Vecchio & Collins (1986)). With regards to the longitudinal steel, this uses the simplified cyclic behavior law proposed by Cardona (2008). Finally, ε_y^{cal} is calculated as:

$$\varepsilon_y^{cal} = \frac{-A_1(\varepsilon_{c,x}) + A_2(\varepsilon_{c,y}^p) - A_3(\gamma_{c,xy}) - \rho_y f_{s,y}}{A_2} \quad (4.38)$$

where, $\varepsilon_{c,x}$ and $\gamma_{c,xy}$ correspond to the net longitudinal and shear strains in concrete, which are defined as:

$$\varepsilon_{c,x} = \varepsilon_x - \varepsilon_{c,x}^p \quad (4.39)$$

$$\gamma_{c,xy} = \gamma_{xy} - \gamma_{c,xy}^p \quad (4.40)$$

In Eq. 4.38, $\varepsilon_{c,y}^p$ corresponds to the plastic transverse strain in concrete. ρ_y and $f_{s,y}$ are the transverse reinforcement ratio and the corresponding stress. As mentioned previously, the $f_{s,y}$ stress is evaluated by a bilinear elasto-plastic behavior law (as proposed by Vecchio & Collins (1986)).

Finally, A_1 , A_2 and A_3 are the stiffness coefficients defined as:

$$A_1 = (E_{k(j=1)} + E_{k(j=2)} - 4G_k)(\cos^2 \theta \sin^2 \theta) \quad (4.41)$$

$$A_2 = E_{k(j=1)} \sin^4 \theta + E_{k(j=2)} \cos^4 \theta + 4G_k(\cos^2 \theta \sin^2 \theta) \quad (4.42)$$

$$\begin{aligned} A_3 = & E_{k(j=1)} \cos \theta \sin^3 \theta - E_{k(j=2)} \sin \theta \cos^3 \theta \\ & + 2G_k \cos \theta \sin \theta (\cos^2 \theta - \sin^2 \theta) \end{aligned} \quad (4.43)$$

It is important to note that ε_y^{cal} is evaluated using the information related to a previous step of iteration. The tentative value for ε_y permits to evaluate the new angle of inclination of the principal strains (θ), using eq. 4.9. Thus, the new principal strains for each layer, can be calculated from a Mohr's circle of strain and these are consistent with those expressed in eq. 4.2. Each principal stress in the concrete ($\sigma_{c,j}$) is evaluated using its respective uniaxial behavior law based on damage mechanic and by introducing all additional concepts related to the MCFT and complementary theories (e.g. softening in compression, local crack revision, consideration for any isotropy, etc.). Accompanying the process of finding the ε_y strain, a first approximation is made concerning the evaluation of the respective damage for each layer. This process is made during the evaluation of each principal stress.

The iterative process to find ε_y ends when the transverse stress (σ_y) for each layer is close to zero. This is controlled by using the convergence criterion proposed by Brent (1973) and by including some modification proposed in this research concerning the tolerance (tol.) to validate the solution. Thus, the process is also validated when the value of the function (F) is less than $tol.=1.0E-3$:

$$F = \sigma_{c2} \sin^2(\theta) + \sigma_{c1} \cos^2(\theta) + \rho_y f_{s,y} \leq tol. \quad (4.44)$$

The second big step to accomplish in the sectional analysis process corresponds to make some additional controls and to reverify their respective principal strains and stresses. Damage conditions in layers are also reverified. In this step, longitudinal (σ_x) and shear (τ_{xy}) stresses for concrete layers are evaluated using the eqs. 4.7 and 4.8. For reinforced concrete layers, the longitudinal stress (σ_x) in the layer is evaluated as:

$$\sigma_x = \rho_x f_{s,x} + (1 - \rho_x) \sigma_{c,x} \quad (4.45)$$

where, ρ_x and $f_{s,x}$ are the longitudinal reinforcement ratio and the respective engineering stress. According to the steel behavior law used in this research (see fig. 4.3), the engineering stress, $f_{s,x}$, is obtained by:

$$f_{s,x} = \frac{f'_s}{(1 + \varepsilon_s)} \quad (4.46)$$

Concerning the engineering strain ε_s , it is related to the natural strain ε'_s as follows:

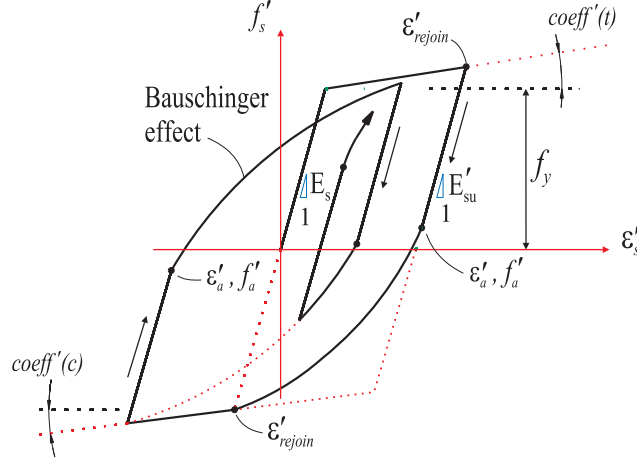


Figure 4.3: Steel Stress-Strain Behavior Law used in this research for the longitudinal steel bars (Cardona, 2008)

$$\varepsilon'_s = \ln(1 + \varepsilon_s) \quad (4.47)$$

The local crack-check was also implemented in this formulation. This review process was adapted from the procedure presented by Bentz (1999) for a 2D MCFT analysis. As mentioned, the revision of local conditions at the crack is optional. The check-procedure is activated when the principal net tensile strain ($\varepsilon_{net,j}$) exceeds the cracking-limit tensile strain ($\varepsilon_{cr} = f_{cr}/E_{co}$). Implemented in a new subroutine, the procedure is destined to make sure that the reserve capacity of the reinforcement is enough to transfer, across the cracks, the average principal concrete tensile stresses ($\sigma_{c(j)}$). If this is not possible, the stress $\sigma_{c(j)}$ is adjusted (reduced). Alternately, the procedure proposed in Collins & Mitchell (1987) for the control of the principal tensile stress value was also implemented.

Considerations about the appropriate level of tension stiffening for regions that are far away from the reinforcement are also possible in the analysis. This verification, aimed especially for poorly reinforced cracked concrete regions, is based on the evaluation of the effective concrete embedment zone (see section 2.2.4.1). Thus, when this option of the analysis is selected, outside this region, it is assumed that there is no average concrete tensile stress after cracking ($f_{ct} = 0$). For EFiCoS, the effective concrete embedment zone is defined based on the criterion exposed by CEB-FIP (1978).

As proposed at the beginning of this research in 2009, it is also available to consider a direct association between the revision (reduction) of the principal tensile stress value at the crack and the damage in tension. As shown in the figure 4.4, when this revision is

accepted, the principal secant elastic-damage modulus is updated and one revision of the damage condition in tension is calculated as:

$$D_{1,j} = \frac{E_o \varepsilon_j - \sigma_j^+ - \beta_2 D_{2,j} / (1 - D_{2,j})}{E_o \varepsilon_j + \beta_1 - \beta_2 D_{2,j} / (1 - D_{2,j})} \quad (4.48)$$

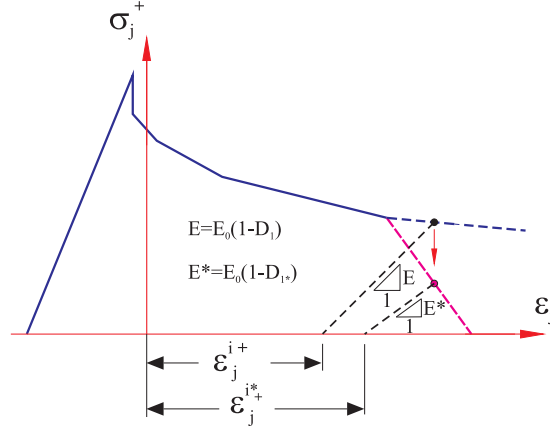


Figure 4.4: Local adjustment of the Damage in Tension associated with the local crack revisions. Characteristics.

As it is indicated by the Fig. 4.4, one portion of the inelastic strain (ε_j^i) is updated. This kind of correction is also possible when the principal compressive stress value is adjusted by the compression softening (Fig. 4.5). In this case, the revision of the damage condition in compression is made by:

$$D_{2,j} = \frac{E_o \varepsilon_j - \sigma_j^-}{E_o \varepsilon_j + \beta_2 - \lambda \beta_1 D_{1,j} f'(\sigma_j^-) / (1 - D_{1,j})} \quad (4.49)$$

where the λ factor is equal to 1 when $0 > \sigma_j^- > -\sigma_f$ (low compression) or 0 in normal compression.

The average crack width check proposed by Vecchio (2000) (see sect. 2.2.4.4) corresponds to another procedure control adapted and implemented here in order to control the average principal computed compressive stress. This correction is especially directed for shear critical elements and it is complementary with the reduction made by the compression softening effects. The average crack width is evaluated as:

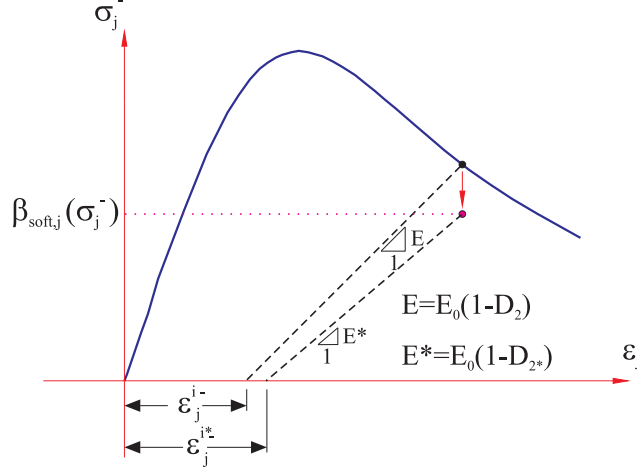


Figure 4.5: Local adjustment of the Damage in Compression associated with softening. Characteristics.

$$\omega = \varepsilon_{net,\perp j} \cdot s_\theta \quad (4.50)$$

In eq. 4.50, the net tensile strain $\varepsilon_{net,\perp j}$ is replaced by the Total tensile strain $\varepsilon_{total,\perp j}$ when the user wants to carry an analysis independently of the loading history (as proposed for the original version of the MCFT). Regarding the average diagonal crack spacing, s_θ , it is evaluated as:

$$s_\theta = \frac{1}{\left(\frac{\sin \theta}{s_{m,x}} + \frac{\cos \theta}{s_{m,y}} \right)} \quad (4.51)$$

where $s_{m,x}$ and $s_{m,y}$ are the average crack spacing associated with the longitudinal and transverse tension, respectively. The values for $s_{m,x}$ and $s_{m,y}$ can be selected by the user. However, an adaptive protocol based on CEB-FIP (1978) was included in order to achieve the automatic calculation of these parameters. Thus, $s_{m,x}$ and $s_{m,y}$ can be calculated automatically as:

$$s_{m,i} = 2(c_i + 0,1s_i) + 0,1 \frac{d_{b(i)}}{\rho_{ef(i)}} \quad (4.52)$$

For $i = x$ or y . Where, c_i represents the clear concrete cover for the bars in the longitu-

dinal or in the transverse direction. s_i corresponds to the maximum spacing between the longitudinal or the transverse reinforced bars. $d_{b(i)}$ represents the diameter of the nearest bar for each direction. Finally, $\rho_{ef(i)}$ is defined as:

$$\rho_{ef(i)} = \frac{A_{sef(i)}}{A_{cef(i)}} \quad (4.53)$$

where, $A_{sef(i)}$ is the area of steel (in the direction x or y) considered to be effectively bonded to the concrete. $A_{cef(i)}$ corresponds to the area of the effective embedment zone of the concrete (calculated similarly as described in CEB-FIP (1978)).

As optional, the average principal computed compressive stress can also be corrected based on the principal compressive strain value. Thus, when the principal compressive strain of the concrete exceeds a maximum specified value, a minimum value for the compressive stress is warranted. This minimum value is selected based on the considerations exposed by Park et al. (1982).

The actual shear modulus of concrete is also evaluated in this subroutine. Several constitutive relationship options (of cracked concrete) for the shear modulus have been introduced in the new version of EfiCoS. After the extensive study of the calibration of EfiCoS, the best formulation to use for predictions with monotonic loads, in terms of quality response, convergence and calculation speed, is the expression proposed by Rots (1988) and validated by Zhu & Hsu (2001):

$$G = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{2(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)} \quad (4.54)$$

where: σ_1 and σ_2 are the principal tensile and compressive stresses in concrete, respectively. ε_1 and ε_2 are the principal tensile and compressive strains, respectively.

For cyclic load analysis, a series of expressions were also evaluated in order to arrive at the best formulation for G (in relation to the accuracy of predictions, the stability calculation, convergence, calculation speed, etc.). It is important to note that among the expressions calibrated for the shear modulus of concrete (G), an adaptive formulation based on the original expression proposed by Vecchio (2001) was also studied. For this adaptive expression, the shear modulus (G) is calculated using the secant modulus of each principal direction (j), but here, these secant moduli are expressed in terms of the

predicted damage. Thus, G is defined as:

$$G = \frac{E_o(1 - D_{1,1})E_o(1 - D_{2,2})}{E_o(1 - D_{1,1}) + E_o(1 - D_{2,2})} \quad (4.55)$$

where, as mentioned before, E_o corresponds to the elastic secant modulus of concrete; $D_{1,1}$ is the damage in tension in the principal direction 1 and $D_{2,2}$ is the damage in compression in the principal direction 2.

Finally, after numerous calibrations, the more appropriate expression to use for cyclic loads analysis is the following adapted equation based on the Continuum Damage Mechanic, which is inspired from Lemaitre & Desmorat (2005):

$$G = G_o \sqrt{(1 - D_{2,2})(1 - D_{1,1})} \quad (4.56)$$

where, G_o corresponds to the elastic shear modulus of concrete, as mentioned above.

In general, a minimum value for the actual G modulus was stated to be equal to 1% of the elastic secant shear modulus in order to give stability and convergence to the sectional analysis.

At the end of the subroutine mentioned above, the strain ε_y^{cal} is updated in order to use it for the next iteration step (if it is required).

4.3.4.3 The Resultant Sectional and the Elementary Inelastic Force Vector

The resultant elementary sectional forces are found by integration of the individual responses provided by each layer. These resultant forces correspond to the axial force N_{sec}^e , the shear force V_{sec}^e and the bending moment M_{sec}^e , and are calculated based on the information from the integration point of the finite element (located at mid-span of the element):

$$N_{sec} = \sum_{k=1}^N \sigma_x b_k h_k \quad (4.57)$$

$$V_{sec} = \sum_{k=1}^N \tau_{xy} b_k h_k \quad (4.58)$$

$$M_{sec} = \sum_{k=1}^N (\sigma_x b_k h_k) y_k \quad (4.59)$$

It is important to remember that in eqs. 4.57 and 4.59, the stress σ_x represents the longitudinal stress acting in the reinforced concrete.

After the evaluation of the damage condition in the sectional analysis process, the elementary inelastic force vector ($\mathbf{F}_i^e(D)$) is evaluated. This vector, which depends on the damage state (D) of the layers is calculated as described in Cardona (2008). Its purpose is to introduce the effects of the loss of stiffness and the inelastic strains in the solution of the nonlinear problem. At the end of this step, the assembly of the global stiffness matrix and the global inelastic force vector $\mathbf{F}_i(D)$ mentioned in eq. 4.20 can be done using the direct stiffness method. With all this information, global nodal forces and displacements can be found by solving the equation 4.20 by iteration. This is possible by using the initial stiffness matrix, the corrections introduced by the inelastic forces and the rigidity modifying factors associated with each element (ϕ^e). The strain ε_{xx} is also updated. Additionally, the internal forces at the end of the element (N_i, V_i, M_i), expressed in local coordinates, are obtained. These forces are compared with the sectional forces calculated in eqs. 4.57, 4.58 and 4.59 in order to verify the convergence at each step.

4.3.4.4 Convergence Criteria for the Solution

The combination of two convergence criteria are used in order to validate the analysis results. The first criterion corresponds to the original criterion implemented in EfiCoS. This global checking is based on the maximum residual global nodal forces ($N_{r,m}, V_{r,m}$ and $M_{r,m}$). These maxima are obtained by mapping the vector of the residual (i.e. unbalanced) nodal forces (\mathbf{F}_r), which is defined as:

$$\mathbf{F}_r = [\mathbf{K}\mathbf{U} - \mathbf{F}_i(D)] - \mathbf{F}_{app}. \quad (4.60)$$

where, \mathbf{F}_{app} represents the vector of the applied nodal force.

The global error is calculated as:

$$E_{rr,g} = \frac{\sqrt{(N_{r,m})^2 + (V_{r,m})^2}}{\sqrt{(N_m)^2 + (V_m)^2}} + \frac{M_{r,m}}{M_m} \leq Tol. \quad (4.61)$$

The second criterion, developed here, is used for evaluating the validity of the sectional analysis. It is based on checking the sectional forces obtained. Several options for this criterion were studied and integrated in EfiCoS. However, in terms of speed of convergence, the best performance was obtained estimating the error involved in the calculation of the sectional forces as equal to:

$$E_{rr,s} = \sqrt{\frac{1}{3n} \left[\left(\frac{\Delta N_m}{N_m} \right)^2 + \left(\frac{\Delta V_m}{V_m} \right)^2 + \left(\frac{\Delta M_m}{M_m} \right)^2 \right]} \leq Tol. \quad (4.62)$$

where, n is the total number of members. ΔN_m , ΔV_m and ΔM_m are the maximum residual sectional elementary forces (axial and shear) and bending moment, evaluated at the integration point of the finite element (located at mid-span of each element= $L_i/2$). Taking into account that EfiCoS only works with loads applied at the joints, these residual forces are defined as:

$$\Delta N_m = \max (|N_{sec}|) - |N_i| \quad (4.63)$$

$$\Delta V_m = \max (|V_{sec}|) - |V_i| \quad (4.64)$$

$$\Delta M_m = \max (|M_{sec}|) - |M_i - V_i(L_i/2)| \quad (4.65)$$

Finally, $N_m = \max(|N_i|)$, $V_m = \max(|V_i|)$ and $M_m = \max |M_i - V_i(L_i/2)|$

For the last equations, N_i , V_i and M_i correspond to the elementary forces (axial and shear) and bending moment calculated at the end of the element (left node). Only when both error checking are respected the next load stage is calculated. Tolerance values are defined by the user. Usually, tolerance values are lower than 1E-03.

4.3.4.5 The Shear Strain Profile Estimation

As shown in the section 4.3.4.2, three known strain components are required in order to make possible an analysis based on the MCFT in EfiCoS: the longitudinal strain ε_x , the transverse strain ε_y and the shear strain γ_{xy} . Moreover, it was shown how the strain ε_x is found in terms of displacements and rotations obtained from the global analysis of the structure, while the strain ε_y is obtained from an iterative process made during the sectional analysis of each member. Concerning the shear strain γ_{xy} , this is similarly obtained from an iterative process, which starts with the selection of the initial profile of the deformation distribution through the cross section of the element. For the next load steps, the previous shear strain distribution is used as the initial estimation. This profile is settled for each member, during the analysis of each load step based on the unbalanced shear force for the member determined from the previous global iterative process, using eq. 4.64.

The analysis of each load step starts evaluating the initial shear strain γ_{xy} in each layer k as:

$$\gamma_{xy,o(k)} = \varphi \left(\frac{\tau_{xy,o(k)}}{G_{o(k)}} \right) \quad (4.66)$$

where, $\tau_{xy,o(k)}$ represents the initial estimation for the shear stress in the layer. Several options are available to determine $\tau_{xy,o(k)}$ in the proposed formulation. Each one of them will affect the initial shear strain profile. The classic Jourawski's formula which defines a parabolic profile or a simple uniform stress across the section could be adopted. The expression by default chosen in this research is the equation proposed by Jourawski (1856):

$$\tau_{xy,o(k)} = 1.11 \lambda_y \left(\frac{V_i}{A_t} \right) \quad (4.67)$$

where $A_t = \sum_{k=1}^n b_k h_k$ represents the area of the cross section. In eq. 4.67, function λ_y is used to modify the shear strain profile in eq. 4.66, which can also be modified by the reduction factor φ for D-regions (Guner, 2008). By default, φ is taken as 1.0 (so the phenomenon is not taken into account). When the member is considered as a D-regions, a reduction factor $\varphi=0.50$ gives a good result.

During the convergence process, the initial shear strain profile is adjusted (if required) in order to arrive at a profile compatible with the nonlinear response associated with the shear actions.

Several options were proposed and implemented in EfiCoS for adjusting the initial shear strain profile. The best expression in terms of speed of convergence is defined as:

$$\gamma_{xy(k)} = \gamma_{xy(k)}^p - \vartheta \frac{\Delta V_m}{G_k A_t} \quad (4.68)$$

where $\gamma_{xy(k)}^p$ is the shear strain obtained from the last iteration. The variable ϑ represents the relaxation factor associated with each iteration. Two relaxation factors were studied. The first factor, which was adopted by default, corresponds to a factor of under-relaxation developed in this research and included as a subroutine. This under-relaxation factor is partly inspired from the Aitken's Δ^2 method. Basically, the proposed factor is adjusted successively in each iteration as a function of the unbalanced shear force evaluated in each step. Alternatively, a second relaxation factor can be used. It is known as the optimal relaxation parameter for the over-relaxation method, and it is defined as:

$$\vartheta = \frac{2}{1 + \sin(\Pi/(ni + 1))} \quad (4.69)$$

where, ni represents the number of iterations required to converge.

4.3.4.6 Description of the Algorithm

A vulgarized flowchart including the principal analysis steps mentioned in this chapter is presented in Fig.4.6. The flowchart shown in Fig.4.6 focus on incremental static analysis.

Two additional vulgarized flow charts are also included here. The first one (see Fig.4.7) shows the principal steps to be accomplished for each elementary member. These steps, included in the upgraded subroutine *Kpoutre.for*, are related to the assembly of the elementary Stiffness Matrix (according to the new Timoshenko-type layered 2D beam element adopted), the estimation of the inelastic forces (associated specially to the damage state of concrete), among others.

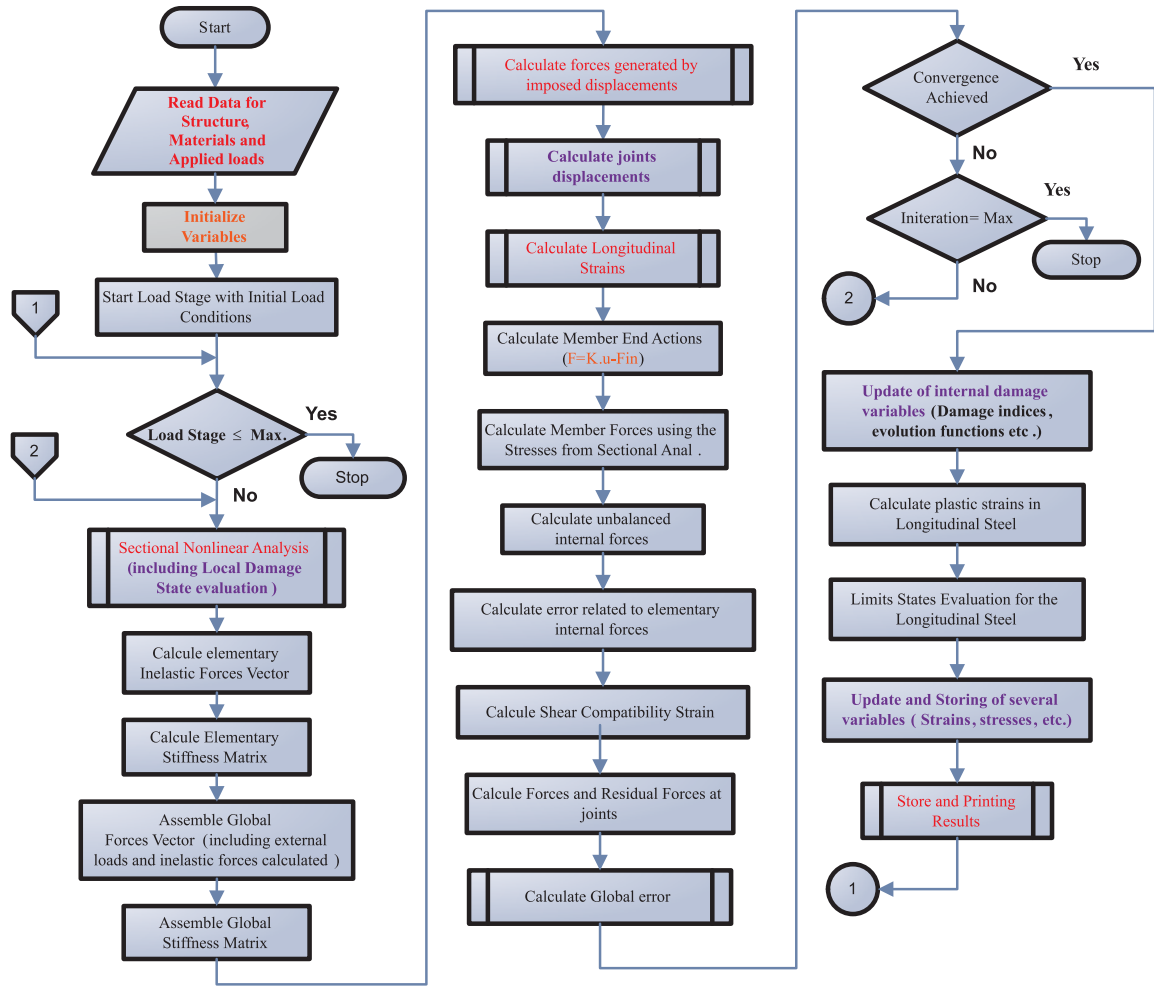


Figure 4.6: Flowchart for Incremental Static Analysis.

The second flow chart (see Fig.4.8) describes the steps associated with the process of the sectional analysis, which is included in the upgraded subroutine *Plas.for*.

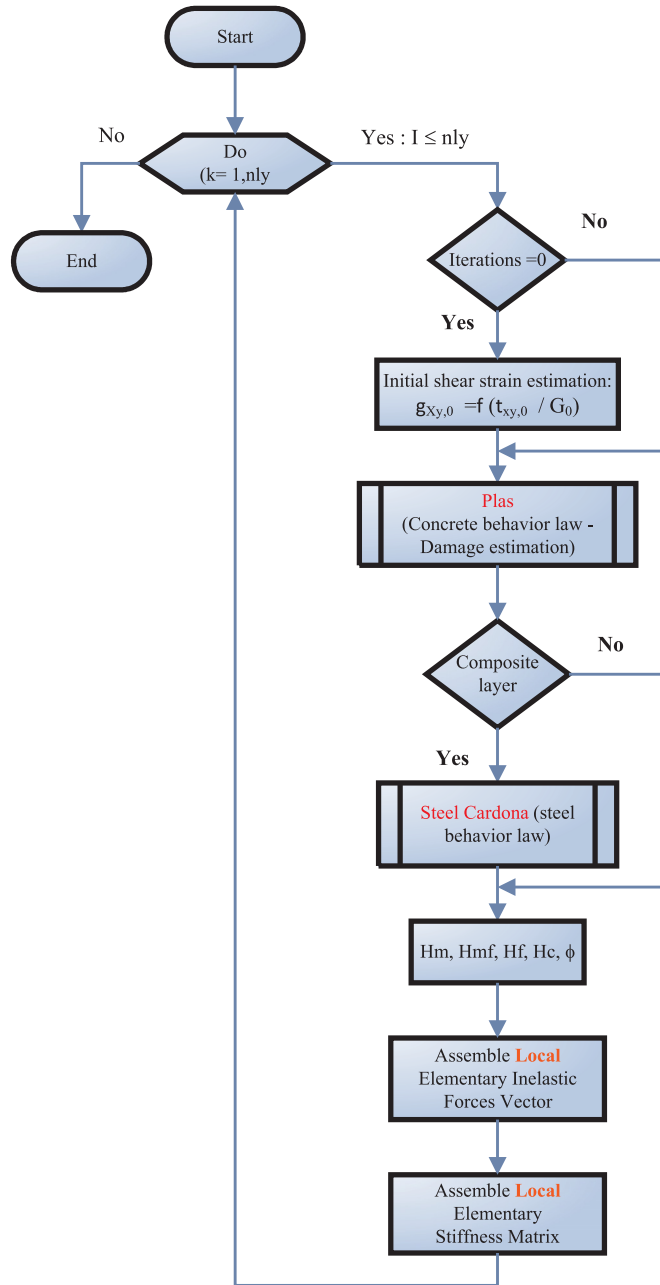


Figure 4.7: Flow chart for the elementary analysis steps (subroutine *Kpoutre.for*).

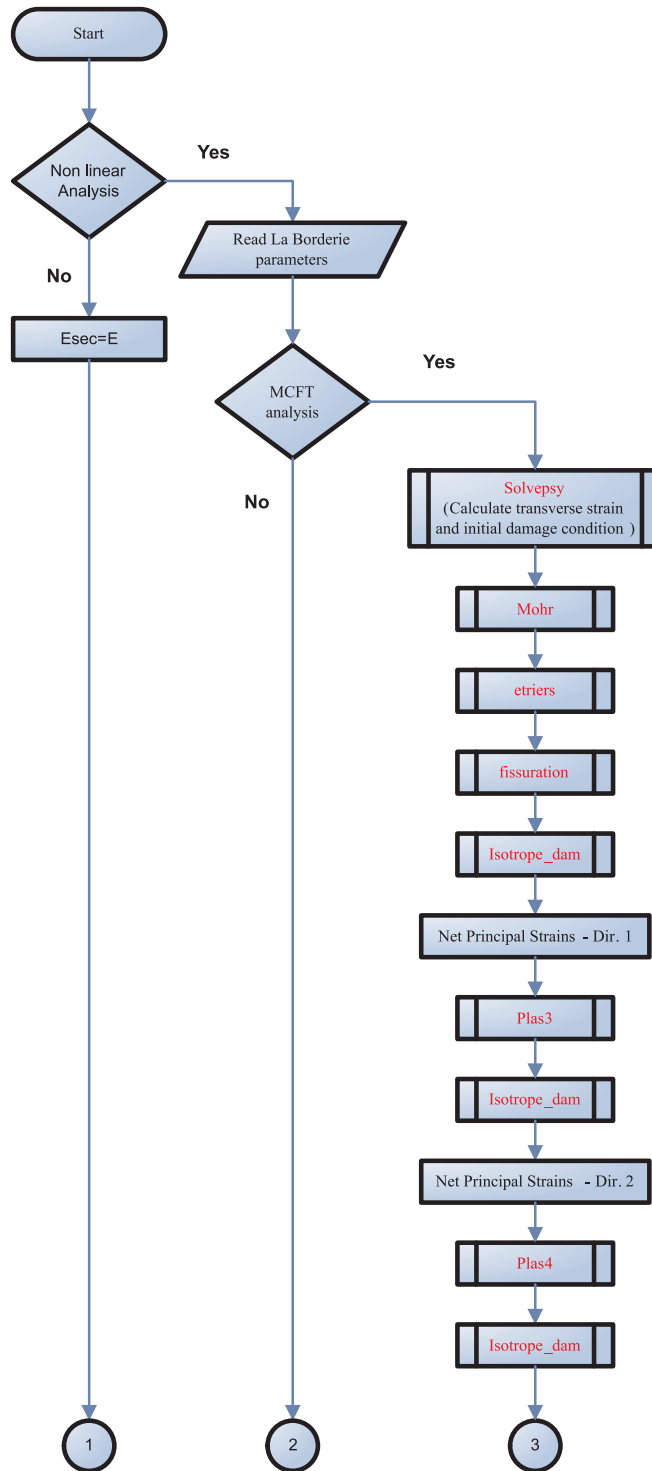


Figure 4.8: Flow chart for the sectional analysis procedure (subroutine *Plas.for*).

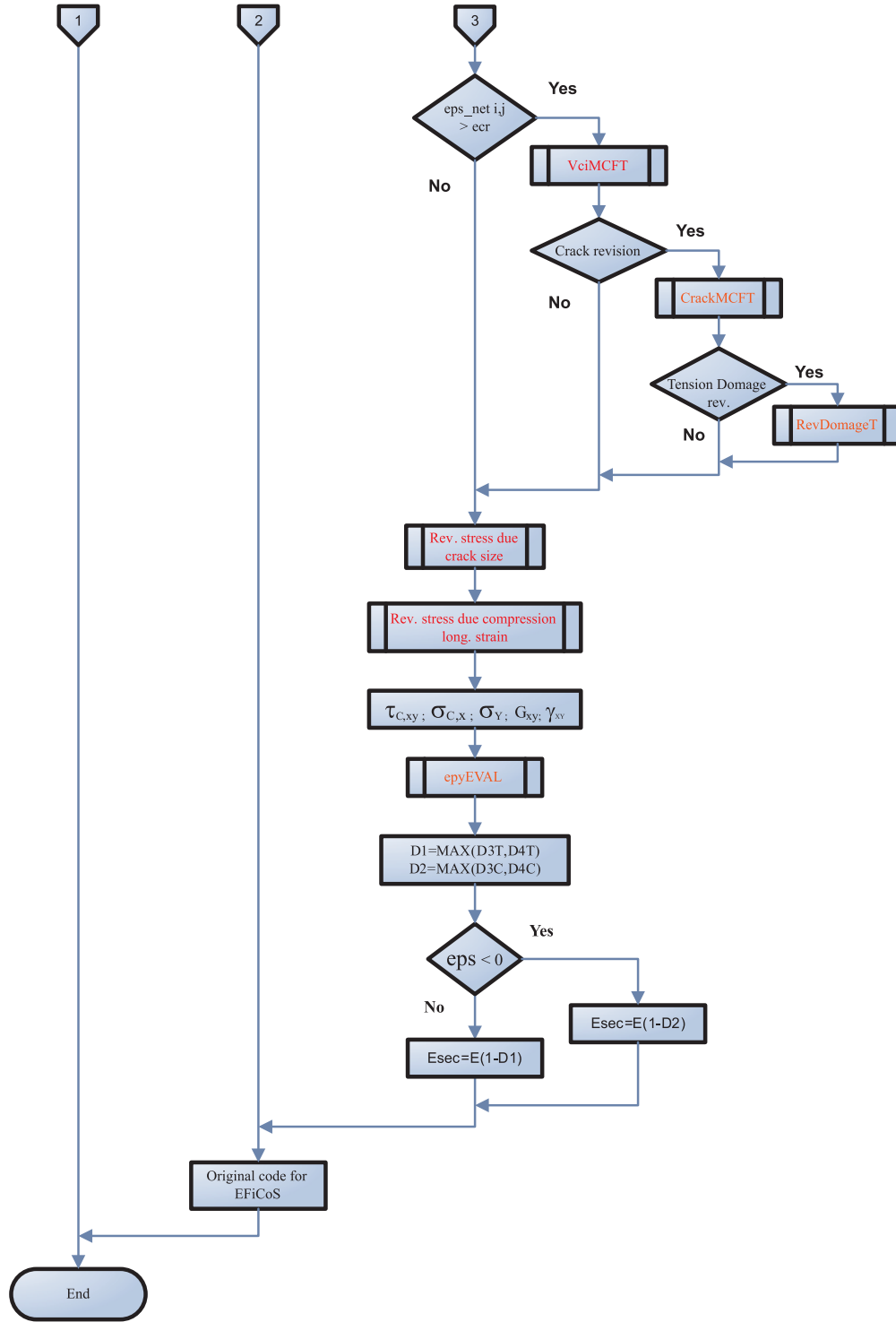


Figure 4.9: Flow chart for the sectional analysis procedure (continued).

Chapter 5

Damage Mechanic in Performance Based Design (PBD) for Shear Walls. Verification and Application

5.1 Introduction

Multiple computer applications have been developed or adapted in order to make PBD a feasible design methodology (SAP2000-ETABS (CSI, 2011), RUAUMOKO (Carr, 2005), etc.). Part of the problem in estimating the expected level of performance seemed to be resolved. However, there are still questions about the use of these computational tools when it comes to analyzing nonlinear controlled structures by failure mechanisms associated with shear. Most of these programs are still using traditional inelastic time history analyses or pushover analyses in order to consider the progressive damage of concrete structures. Generally, it is possible to estimate total and local deformations as well as the total capacity of the structure. Nonetheless, local local damage is not predicted. And for the expected damage, actually, it is only possible to obtain a qualitative estimation through the relationships between some of these control variables mentioned previously and the levels of performance. Furthermore, some calibration studies have detected gross shortcomings in the response predictions of RC structures subjected to critical shear-related effects, particularly, for the strength, the stiffness and the ductility, having computed values that

are very far from the measured values, even by making sophisticated analyzes (Guner, 2008). Problems related to the validity of the prediction results for the engineering limit states, failure modes, among others, have also been detected. To address these shortcomings, (Guner, 2008) proposed a formulation based on nonlinear sectional analyses (by layers) within an algorithm to analyse the structure. This algorithm uses an elastic-direct-stiffness method combined with the use of the unbalanced forces approach to introduce the non-linearity to the system. This formulation was programmed into the software *Vector5* (Guner & Vecchio, 2008) which allows the use of the Modified Compression Field (MCFT) (Vecchio & Collins, 1986) or the Disturbed Stress Field Model (DSFM) (Vecchio, 2000) into the sectional calculation procedure. Results obtained with *Vector5* have shown a good agreement of predictions with respect to the experimental data. However, issues related to the prediction of the force-displacement response (envelope, stiffness and degradation of the system) and some engineering limit states could be improved. A limited modeling of the section cover is possible with *Vector5*, and the concept of local damage is not evaluated directly and this can only be qualitatively estimated from the evaluation of the force-displacement response and the associated limit states.

Previous studies have shown that the software EfiCoS has a great potential for studying the nonlinear behavior of reinforced concrete structures (Cardona et al., 2010) controlled by flexural mechanisms. Given its ability to measure the local damage and calculate the element's response directly using the behavior laws of materials, EfiCoS represents an interesting tool for analysis in the context of PBD. Recently, a new formulation was developed (see sect. 4) to consider shear-nonlinear-effects in EfiCoS. This was possible by introducing in the code an adaptive approach based on the MCFT and complementary theories. This new version of EfiCoS now has the potential to accurately detect, quantify and determine the distribution of the local damage condition (local and global) in structures susceptible or not to the shear effects. Moreover, all phenomena related to nonlinearities of material (cracking, spalling, crushing, bar yielding, bar buckling, etc.) and inelastic deformations in elements can now also be measured in order to reach a suitable design based on the PBD methodology.

5.2 Research Significance

PBD methodology, in a deterministic approach, is associated directly with the desired performance levels associated with the damage condition. Reliable tools for capturing the

evolution, distribution and measuring the damage are indeed required. All phenomena related to nonlinearities (materials and deformations) must also be considered. Most computer tools available are not capable of measuring the local damage condition. In addition, more detailed information related to the state of degradation of the structure must be provided in order to make credible the application of PBD in a deterministic context. To solve this problem, a formulation based on damage mechanic is presented here (see chapter 4) and adapted into the computer program EfiCoS. This paper presents the results of calibrations of this new approach comparing predictions with experimental data. Modeling criteria are also presented. The relationship between the different engineering limit states, the average damage and the performance levels (according to the level of the drift recorded) is also shown. Finally, a series of damage charts and tables were obtained as another direct application of this study. These charts and tables allow to make direct relationships between the predicted damage indices and the known performance levels, in terms of drift and displacement ductility.

5.3 Test Specimens

A set of twelve (12) test results on shear walls was used to validate the proposed methodology. The selection was made considering that this research focus on slender (or intermediary to slender for others) reinforced concrete shear walls with a wall length-to-section-width ratio ($h_w/l_w \geq 2$).

5.3.1 Specimens Description

Two test results out of twelve correspond to test performed on cantilever concrete shear walls W_3 and W_4 tested by Chen (2005) at McGill University (Fig. 5.1). Both specimens of 4000 mm (157.48 in.) long ($h_w/l_w=3.3$), have a 200×1200 mm (7.87×47.24 in.) rectangular cross section with boundary elements. The wall W_3 used normal-strength concrete (NSC) with $f'_c=28.4$ MPa (4.12 ksi), while the wall W_4 was made with high-strength concrete (HSC) with $f'_c=69.2$ MPa (10.04 ksi). The specimens were subjected to reverse cyclic loading with a constant axial load of 600 kN (134.89 kips) which represents for each wall, an axial load ratio ($P_f/f'_c A_g$) of 8.8% and 3.6%, respectively. Due to the available shear wall loading setup and testing instruments, the walls were placed in a horizontal position. The corrections associated with the self-weight effects were included in the reported data.

At the boundary elements, the tie spacing within the potential plastic hinge region was 60 mm (2.36 in.). Outside this region, the tie spacing was 200 mm (7.87 in.) for the wall W_3 and 150 mm (5.91 in.) for the wall W_4 . Spacing of the horizontal web reinforcement was 250 mm (9.84 in.) for the wall W_3 and 215 mm (8.46 in.) for the wall W_4 . The spacing of the longitudinal distributed reinforcement was 300 mm (11.81 in.). Longitudinal reinforcement used for boundary elements is composed of 20M bars and the distributed reinforcement and confining hoops are made of 10M bars.

The ten (10) complementary records used in this research correspond to the well know shear walls tested by Oesterle et al. (1976) and Oesterle et al. (1979) (Fig. 5.3). All specimens are 4570 mm (179.92 in.) long ($h_w/l_w=2.4$) and represent approximately 1/3-scale models of walls. Two of them, named R_1 and R_2 , have a rectangular cross section, while the rest of specimens: B_1 , B_2 , B_3 , B_4 , B_5 , B_6 , B_7 and B_8 , have a barbell cross section. Except for the walls B_6 , with $f'_c=21.8$ MPa (3.16 ksi), the others have a concrete strength that varies from 42 MPa (6.09 ksi) to 53.6 MPa (7.77 ksi), all qualified as NSC. All the specimens were also subjected to reverse cyclic loading, except for the wall B_4 , which was tested under monotonic loading. Only the specimens B_6 , B_7 and B_8 were subjected to constant axial load with axial load ratios ($P_f/f'_c A_g$) between 9 to 14%. Boundary elements are present in the walls R_2 , B_3 to B_8 with a ratio of effective volume of confinement varying from 0.81% to 2.07%. This confinement was used over the first 1.83 m (72 in.) above the wall base. Standard column ties were used over the remaining height. D3 and 6 mm bars were used for the confinement reinforcement, with a yield stress varying from 454 to 535 MPa (65.83 to 77.58 ksi). Two tie spacing (34 mm (7.34 in.) or 203 mm (8.0 in.)) were used within the potential plastic hinge region. Outside this region, the tie spacing was selected to 203 mm (8.0 in.). In the web, #3 and 6 mm bars were used for the distributed horizontal reinforcement, with a yield stress varying from 454 to 532 MPa (65.83 to 77.14 ksi) and a spacing of 102 mm (4 in.) and 203 mm (8 in.). Concerning the distributed vertical reinforcement, 6 mm bars were used with a yield stress varying from 454 to 532 MPa (65.83 to 77.14 ksi). Longitudinal reinforcement used for the boundary elements was composed of #3, #4 or #6 bars, with a yield stress varying from 410 to 511 MPa (59.45 to 74.10 ksi). Tables 5.1 and 5.2 summarize the general properties of the specimens studied in this research.

Tableau 5.1: Material characteristics and walls details
(1 mm = 0.04 in., 1 MPa = 0.145 ksi)

Wall	P_f (kN)	Concrete			
		f'_c *	ε'_{c0}	E_c	f_r
		(MPa)	(m/m)	(MPa)	(MPa)
W ₃	-600	28.4	0.00270	24500	4.59
W ₄	-600	69.2	0.00414	34500	8.10
R ₁	0	44.7	0.00270†	27786	4.52
R ₂	0	46.5	0.00270†	26821	4.48
B ₁	0	53.0	0.00250†	28131	5.03
B ₂	0	53.6	0.00250†	28958	4.90
B ₃	0	47.3	0.00227†	27303	4.38
B ₄	0	45.0	0.00227†	28269	4.69
B ₅	0	45.3	0.00227†	27372	4.31
B ₆	-936	21.8	0.00170†	23097	4.53
B ₇	-1200	43.3	0.00270†	29716	6.02
B ₈	-1200	42.0	0.00270†	26890	4.23

† estimate.

5.3.2 Walls Modeling Criteria

Finite elements mesh definition for modeling was based on criteria presented by Cardona (2008). As mentioned in Cardona (2008), the procedure of the finite elements mesh definition is a fundamental modeling stage with EfiCoS. For simplicity and seeking a reduction of the computation time, the walls' base was not considered and walls are assumed to be fixed to the base. The finite elements mesh consists in dividing the walls into six parts. Each one of these parts was supposed to be composed of two parallel elements which share the same nodes at the ends. One of these elements is used to represent the unconfined area (cover) of the section while the other simulates the confined concrete (core). The element's length is variable. The length of the first two parts (elements 1, 2 and 7, 8 in Figs. 5.1b and 5.3a) must represent the concentration zone of plastic deformations. This zone, according to the tests, was estimated to be 1200 mm (47.24 in.) for the Chen (2005) walls and approximately 2000 mm (78.74 in.) for the Oesterle et al. (1976) and Oesterle et al. (1979) walls. However, into this zone, the primary concentration of damage is expected to be equal to the plastic hinge length (l_p) and must be assigned to the first segment length (i.e. elements 1 and 7 in Figs. 5.1b and 5.3a). All other mesh elements to the point of

Tableau 5.2: Material characteristics and walls details (1 mm = 0.04 in., 1 MPa = 0.145 ksi)

Wall	Steel						
	Confinement ‡‡			$f_{y(\rho_f)}$	ρ_f	ρ_h	ρ_n
	s	f_{yh}	ρ_s				
	(mm)	(MPa)	(%)	(MPa)	(%)	(%)	(%)
W ₃	60.0	460.20	3.27	457.7	3.00	0.40	0.34
W ₄	60.0	460.20	3.27	457.7	3.00	0.47	0.33
R ₁	101.6 ‡	455.05	0.37	511.6	1.47	0.31	0.25
R ₂	33.9	535.03	2.07	450.2	4.00	0.31	0.25
B ₁	203.2 ‡	473.67	0.11	449.5	1.11	0.31	0.29
B ₂	203.2 ‡	462.64	0.14	410.2	3.67	0.63	0.29
B ₃	33.9	478.50	1.28	437.8	1.11	0.31	0.29
B ₄	33.9	504.70	1.28	450.2	1.11	0.31	0.29
B ₅	33.9	501.94	1.35	444.0	3.67	0.63	0.29
B ₆	33.9	487.46	0.81	440.6	3.67	0.63	0.29
B ₇	33.9	489.50	1.35	457.8	3.67	0.63	0.29
B ₈	33.9	453.68	1.35	447.5	3.67	1.38	0.29

‡ ordinary ties.

‡‡ Confinement reinforcement for boundary elements over the first 1.20m in the Chen walls and 1.83m in the Oesterle Walls.

ρ_f ratio of main flexural reinforcement area to gross concrete area of boundary element.

ρ_h ratio of horizontal shear reinforcement area to gross concrete area of a vertical section of Wall web.

ρ_n ratio of vertical web reinforcement area to gross concrete area of a horizontal section of wall web.

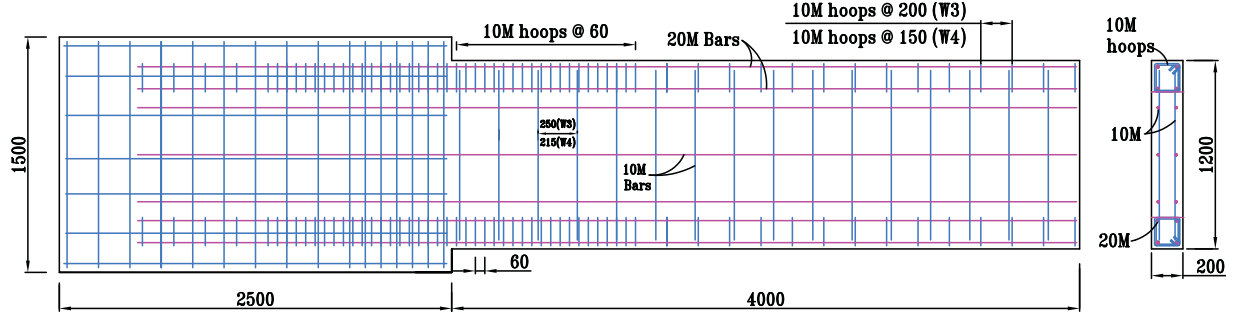
ρ_s ratio of effective volume of confinement reinforcement to the volume of core.

zero moment are considered to have the same length.

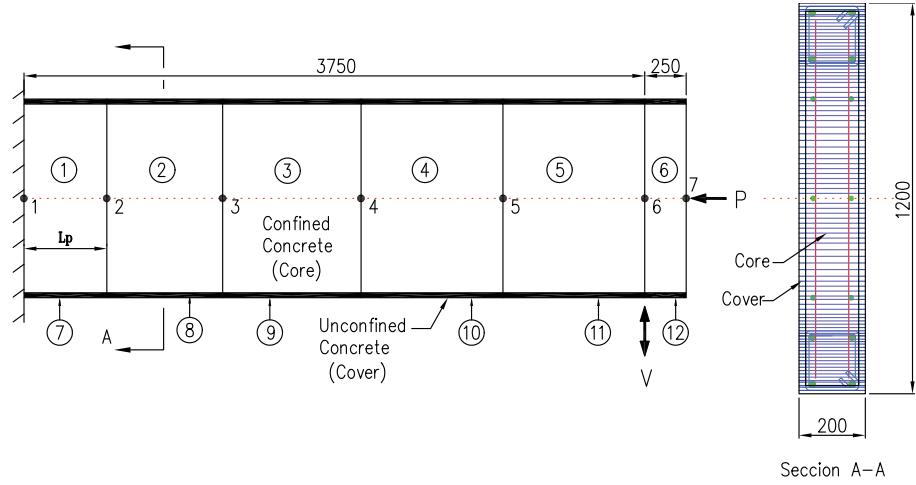
The length (l_p) for the Chen (2005) walls was evaluated according to the Paulay & Priestley (1995) formulation (SI Units):

$$l_p = 0.08L + 0.022\sigma_y d_{bl} \leq 0.044\sigma_y d_{bl} \quad (5.1)$$

where L is the distance along the span from the section of the maximum moment to the adjacent section of zero moment. d_{bl} and σ_y are the diameter and yield strength of the longitudinal bars, respectively.



(a) Structural details



(b) Finite element mesh

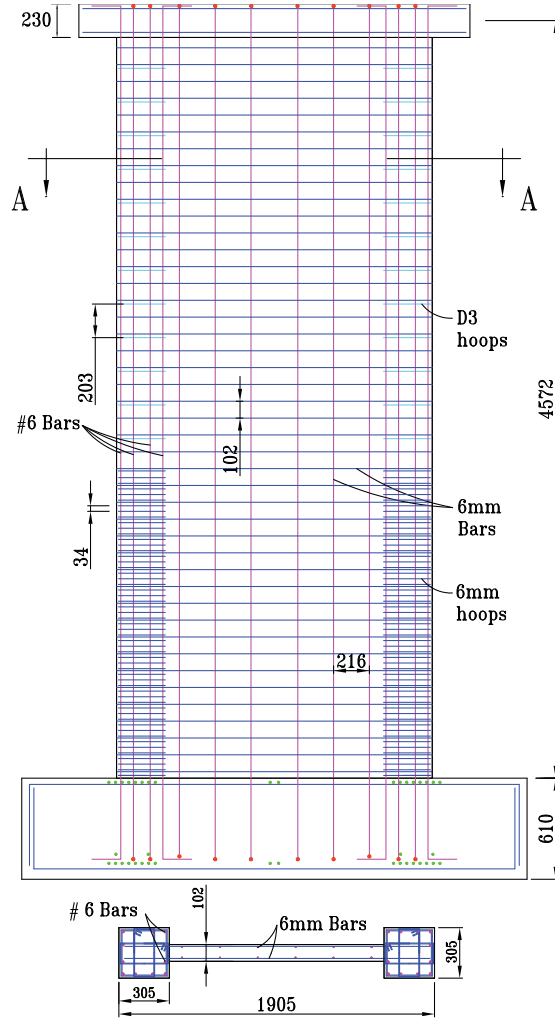
Figure 5.1: W₃ and W₄ Shear walls (Chen, 2005)(all dimensions in millimeters, 1 mm = 0.04 in.).

Concerning the Oosterle et al. (1976) and Oosterle et al. (1979) walls, which are less controlled by flexion, L_p was evaluated using the expression proposed by Mattock (1967) and presented in Oosterle et al. (1976):

$$l_p = 0.05L + 0.5d \quad (5.2)$$

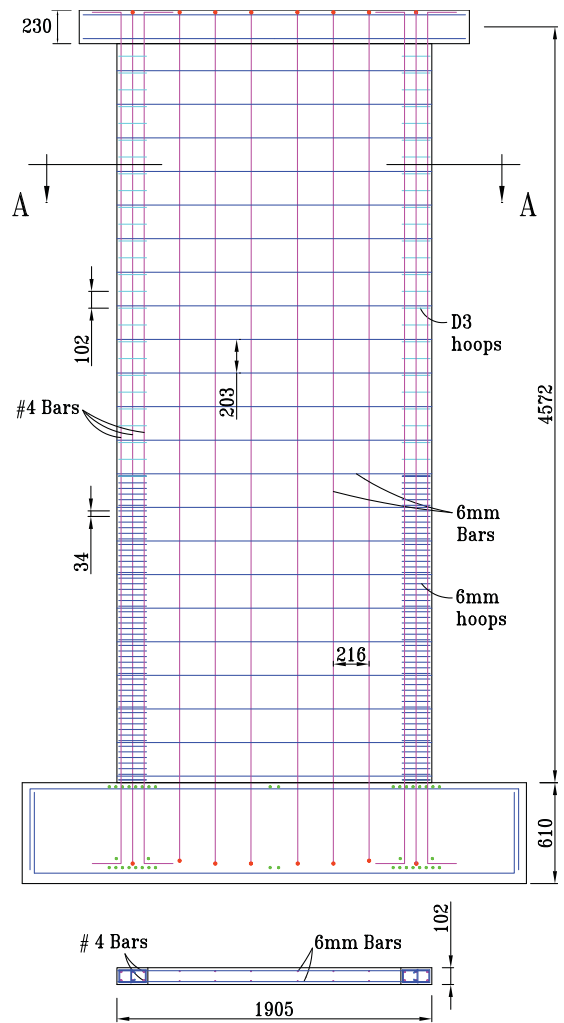
Where d is the effective depth.

An extensive study was conducted to determine the appropriate number of layers to be considered for modeling the element cross section. The number of layers influences not only the quality and accuracy of the response, but the computational effort demanded. As a result of the calibration process, 97 layers were selected to model the cross section of Chen (2005) walls, 155 layers for the wall R₁ (Oosterle et al., 1976) and 139 layers for



Seccion A-A (Wall B7)

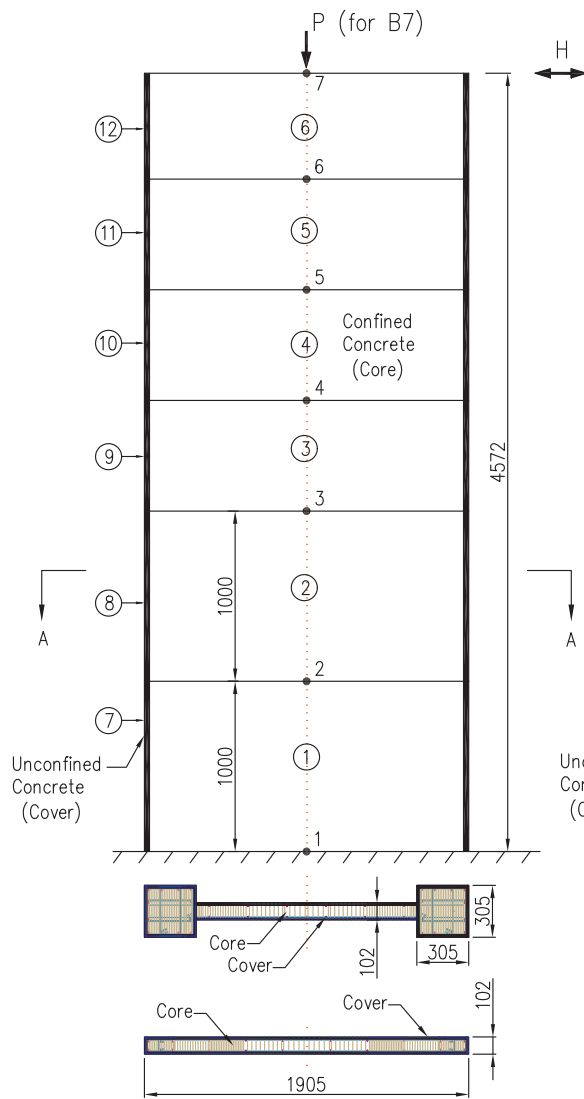
(a) Wall B7. Structural details



Seccion A-A (Wall R2)

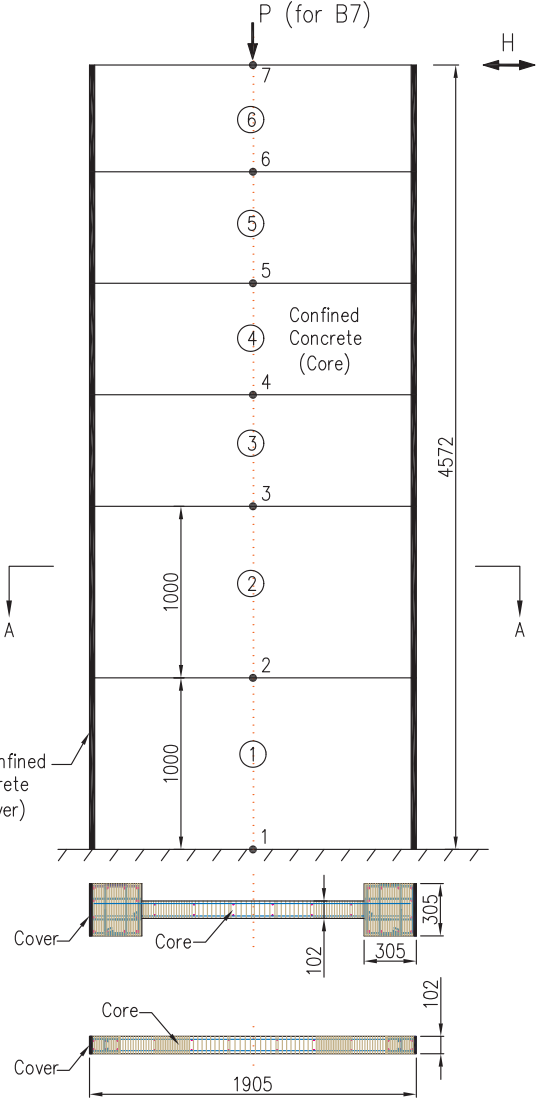
(b) Wall R2. Structural details

Figure 5.2: Oesterle B₇ and R₂ Shear Walls (Oesterle et al., 1979, 1976)(all dimensions in millimeters, 1 mm = 0.04 in.)



Seccion A-A (Walls B7 and R2)

(a) Finite element mesh



Seccion A-A (Walls B7 and R2)

(b) Simplify finite element mesh

Figure 5.3: Oesterle B₇ and R₂ Shear Walls (Oesterle et al., 1979, 1976)(all dimensions in millimeters, 1 mm = 0.04 in.)

Tableau 5.3: Basic parameters of damage laws used for the unconfined concrete (cover) in walls (1 MPa = 0.145 ksi)(†)

	E_c	Y_{01}	A_1	B_1	β_1	Y_{02}	A_2	B_2	β_2	σ_f
Wall	(MPa)	(MPa)	(1/Pa)	(-)	(MPa)	(MPa)	(1/MPa)	(-)	(MPa)	(MPa)
W ₃	24500	0.000137	0.00285	0.630	1.902	0.00547	11.60	1.04	-6.20	1.72
W ₄	34500	0.000181	0.00345	0.640	1.318	0.020	2.60	1.05	-16.00	2.45
R ₁	27787	0.000173	0.00450	0.640	0.775	0.016	3.15	1.80	-44.00	2.10
R ₂	27787	0.000173	0.00450	0.640	0.775	0.016	3.15	1.80	-44.00	2.10
B ₁	28130	0.000144	0.00440	0.640	0.735	0.006	4.70	1.35	-5.00	2.20
B ₂	28960	0.000144	0.00440	0.640	0.775	0.006	4.70	1.35	-5.00	2.21
B ₃	27300	0.000133	0.00450	0.640	0.775	0.006	5.80	1.34	-5.00	2.14
B ₄	28270	0.000133	0.00450	0.640	0.775	0.006	6.30	1.34	-5.00	2.14
B ₅	27370	0.000217	0.00320	0.635	0.725	0.006	5.90	1.10	-5.00	2.80
B ₆	23100	0.000118	0.00460	0.660	1.000	0.006	18.00	1.00	-5.00	1.54
B ₇	29700	0.000133	0.00450	0.640	0.775	0.006	5.70	1.35	-5.00	2.14
B ₈	26890	0.000155	0.00450	0.630	0.475	0.016	6.60	1.00	-6.00	2.45

† Additional parameters for modeling of concrete, are not included.

the rest of specimens. The layer thicknesses varied from values as small as 4 mm (0.16 in.) to 30 mm (1.18 in.). The thinner layers were arranged at the top and bottom of the section. However, the thickness of the layers is also subjected to the specific location of the longitudinal reinforcement.

One alternative calibration study was performed in order to reduce computational time, especially for the cyclic loads analysis. The study was based on a simplified mesh composed of six elements (Fig. 5.3b), which includes a partial modeling of the cover. The modeled portion of the cover corresponds to the outer fibers of the section which are associated with the boundary elements. These fibers are the most demanded by the flexion component of the total response of the system. Very good quality of the force-displacement response and the sectional response was obtained, as well as a significant reduction in the computation time demanded for the analysis. These results allowed settling this modeling choice as feasible and appropriate. Moreover, this approach is beneficial from the fact that in the new version of EfiCoS, it is possible to assign the type of concrete for each layer instead of assigning it to the whole section (as the former version).

All analysis were controlled by displacement and they were applied at node 6 for Chen (2005) walls and at node 7 for the rest of the walls. For the wall B₄, these lateral displacements were of type incremental monotonic. For the remaining specimens, they were

Tableau 5.4: Basic parameters of damage laws used for the confined concrete (core) in walls (1 MPa = 0.145 ksi)(†)

	E_c	Y_{01}	A_1	B_1	β_1	Y_{02}	A_2	B_2	β_2	σ_f
Wall	(MPa)	(MPa)	(1/Pa)	(-)	(MPa)	(MPa)	(1/MPa)	(-)	(MPa)	(MPa)
W ₃	24500	0.0003845	0.00170	0.655	1.640	0.016	2.18	0.72	-45.50	3.00
W ₃ †	24500	0.0002146	0.00270	0.645	1.505	0.009	10.30	0.85	-6.20	2.07
W ₄	34500	0.0001810	0.00345	0.640	1.318	0.020	1.05	0.83	-42.00	2.45
W ₄ †	34500	0.0001810	0.00345	0.640	1.318	0.020	1.90	1.15	-26.00	2.45
R ₁	27787	0.0001727	0.00450	0.640	0.775	0.016	2.28	1.20	-44.00	2.10
R ₂	27790	0.0003190	0.00190	0.675	1.250	0.016	1.31	0.77	-50.00	3.14
B ₁	28130	0.0001520	0.00460	0.630	0.775	0.006	4.00	1.75	-15.00	2.25
B ₂	28960	0.0001440	0.00440	0.640	0.775	0.006	2.70	1.35	-25.00	2.28
B ₃	27300	0.0001778	0.00370	0.635	0.775	0.016	2.95	0.77	-22.00	2.38
B ₃ †	27300	0.0001330	0.00450	0.640	0.775	0.006	3.15	1.34	-25.00	2.14
B ₄	28270	0.0002085	0.00260	0.645	0.695	0.016	2.25	0.75	-37.00	2.75
B ₄ †	28270	0.0001330	0.00450	0.640	0.775	0.006	3.65	1.00	-20.00	2.14
B ₅	27370	0.0002170	0.00320	0.635	0.725	0.016	2.85	0.71	-20.00	2.80
B ₅ †	27370	0.0002170	0.00320	0.635	0.725	0.016	5.08	1.10	-5.00	2.80
B ₆	23100	0.0001750	0.00375	0.645	0.720	0.006	7.50	0.70	-15.00	2.21
B ₆ †	23100	0.0001300	0.00470	0.640	1.000	0.006	8.30	1.00	-20.00	1.65
B ₇	29700	0.0001330	0.00450	0.640	0.775	0.006	1.93	0.73	-40.00	2.62
B ₇ †	29700	0.0001330	0.00450	0.640	0.775	0.006	3.75	1.15	-15.00	2.14
B ₈	26890	0.0001550	0.00450	0.630	0.475	0.016	3.05	0.69	-21.00	2.45
B ₈ †	26890	0.0001550	0.00450	0.630	0.475	0.016	6.60	1.00	-6.00	2.45

† for the concrete over the first 1.20 m (47.2 in.) in the Chen Walls and 1.83 m (72 in.) in the Oesterle Walls.

‡ additional parameters for modeling of concrete, are not included.

of revers-cyclic character. Additionally, the specimens W₃ and W₄ (Chen, 2005) as well as B₆, B₇ and B₈ (Oesterle et al., 1979) were subjected to a constant compressive load applied at node 7 of 600kN (134.89 kips) for the walls W₃ and W₄, 936kN (210.42 kips) for the wall B₆ and 1200kN (269.77 kips) for the walls B₇ and B₈.

The treatment of D-Regions proposed by Guner (2008) was also incorporated as an option in the analysis, in spite of not being required for these cases. Confinement effects at boundary elements were considered for concrete. For the present study, the Légeron & Paultre (2003) and Park et al. (1982) models were used as reference for obtaining the parameters of the concrete damage law controlling the response in compression (A_2, B_2, β_2) for confined and unconfined concrete. The parameters controlling the response in tension (A_1, B_1, β_1) were obtained using the Vecchio & Collins (1986) model. These parameters

are also shown in Tables 5.3 and 5.4.

The local crack check revision established by the MCFT formulation which is here proposed as optional for the analysis, was used in some cases. It was noted that the adoption of this revision process in the plane of the crack has an impact by softening the beginning of the force-displacement response and increasing the intensity of damage in tension.

Concerning the shear modulus of concrete (G), the constitutive relationship used for cyclic loads analysis was the proposed by Lemaitre & Desmorat (2005). For monotonic load analysis, it corresponded to the formulation proposed by Rots (1988). Both relationships are described in Chapter 4.

As mentioned in section 4.3.4.2, in general, a minimum value for the actual G modulus was stated to be equal to 1% of the elastic secant shear modulus in order to give stability and convergence to the analysis.

With regards to the softening coefficient formulation for concrete, and also mentioned in Chapter 4, the original expression proposed by Vecchio & Collins (1986) was used, in general, for the monotonic and cyclic load analysis. Only Chen's (2005) walls did not adapt well to this last criterion. For those cases, the best formulation to use is the one proposed by Zhang & Hsu (1998).

Furthermore, the steel behavior law developed by Cardona (2008), used for all predictions, was adapted in order to allow working with a Ω factor values different than 0.35. Now, when adopting bigger values for Ω (i.e. 0.7 to 0.85), it is possible to stretch the loop referred to the Baushinger effect and to obtain more pinching on the predicted hysteresis response for walls. Other alternative studies were carried out to obtain more pinching focusing on reducing the tension stiffness effects (i.e., no post-cracking tensile stresses in the concrete) as proposed by Stevens (1987). Additional considerations concerning the evaluation of the bond-slip effects (pullout) are not incorporated in the analysis.

As mentioned in the last chapter (see sect. 4.3.4.2), a simplified protocole was also implemented in EFiCoS in order to consider the bond effects. Thus, it is possible in the analysis to adjust the level of tension stiffening for regions that are far away from the reinforcement.

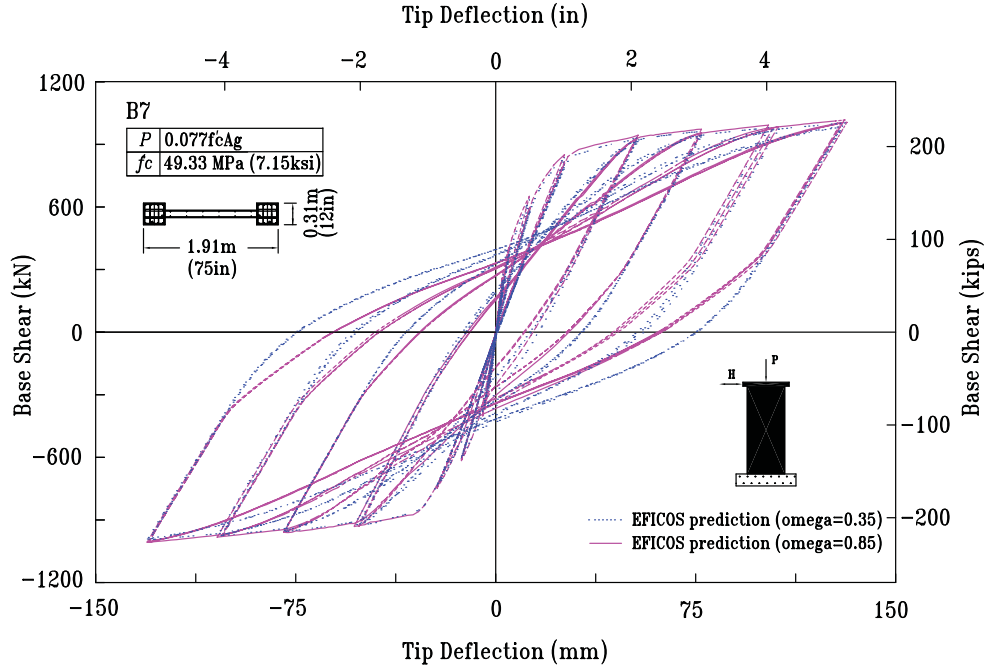


Figure 5.4: Influence of the Omega factor (Cardona, 2008) on the pinching phenomenon.

5.4 Predictions versus Experimental Tests

The verification of the proposed formulation is presented hereafter. Although this research is intended to predict in a reliable way the response of shear walls, the proposed formulation was also validated with remarkable results in the response prediction of other structural elements such as beams and columns (see appendix A).

The overall behavior is very well predicted by the new version of EfiCoS. In general, remarkable predictions were obtained for the envelope of the force-displacement response (see Table 5.5), the maximum capacity and the energy dissipation of the system. The lateral stiffness of the system during the loading and the unloading was also verified and, in general, a very good agreement was obtained. According to the hysteretic behavior and load-deformation characteristics predicted, walls often exhibited a dominating flexure mode behavior (near flat top response) as occurred during the experimental test. As it will be discussed in section 5.5, there is a strong correlation between the type of cross section and the response of the walls. Thus, a better performance was noted for the walls with a barbell cross section (BCS) compared to the walls with a rectangular cross section (RCS).

For some walls tested by Oesterle et al. (1976) and Oesterle et al. (1979), the pinching

Tableau 5.5: Maximum shear force in walls. Comparison of prediction and experimental results (1 kN = 0.22 kips)

Wall	$V_{max,pred.+}$ (kN)	$V_{max,exp+}$ (kN)	$\frac{V_{max,exp+}}{V_{max,pred.+}}$	$V_{max,pred.-}$ (kN)	$V_{max,exp-}$ (kN)	$\frac{V_{max,exp-}}{V_{max,pred.-}}$
W ₃	286.52	271.92	0.95	-280.95	-258.60	0.92
W ₄	292.48	289.14	0.99	-290.12	-272.58	0.94
R ₁	127.92	123.85	0.97	-121.06	-121.80	1.01
R ₂	232.41	225.69	0.97	-231.34	-227.17	0.98
B ₁	274.74	275.21	1.00	-263.40	-286.96	1.09
B ₂	699.34	692.13	0.99	-690.56	-714.66	1.03
B ₃	281.04	286.98	1.02	-283.06	-289.85	1.02
B ₄	374.29	344.07	0.92	—	—	—
B ₅	768.31	775.12	1.01	-759.29	-777.76	1.02
B ₆	880.39	845.17	0.96	-855.18	-842.37	0.99
B ₇	1001.97	961.20	0.96	-993.49	-1001.31	1.01
B ₈	1034.06	928.76	0.90	-1027.16	-1055.16	1.03
		Mean	0.97		Mean	1.00
		COV(%)	3.65		COV(%)	4.59

was underestimated and therefore the predicted energy dissipation of the system was overestimated (especially in the walls B₁, B₂, and B₅, each of them not subjected to constant axial load). Pinching was accurately predicted specially for the walls W₃, W₄, R₁, R₂, B₃, B₆, B₇ and B₈. At the beginning of the response, some of the walls showed an overestimation in the system capacity. In some cases, the use of the local crack check revision has helped to reduce this effect, but sometimes accompanied by an acceleration of the damage in tension. It seems that some discrepancies between the test and their predictions with respect to the pinching are related to an overestimation of the strains in the longitudinal reinforcement (Palermo & Vecchio, 2004), to an overestimation in tension stiffening effects (Vecchio, 1999) and/or to a possible bond-slip of longitudinal reinforcement (Guner, 2008). For the specimen B₄, which is the only wall evaluated under monotonic loads, an excellent agreement between the prediction and the experimental test was obtained.

Damage distribution, damage quantification and its evolution were also analyzed. As measured during the experimental tests, the primary concentration of compression damage was predicted by EfiCoS at the plastic hinge region, close to the wall base (i.e. in elements

1 and 7 in Figs. 5.1b and 5.3a). In general, compression damage (D_c) in the core of section decreases rapidly above this primary plastic region. Only in walls B₆, B₇ and B₈, which were subjected to high nominal shear stress (according with Oosterle et al. (1979)) for stress values higher than $7.0\sqrt{f'_c}$ (PSI) [$0.58\sqrt{f'_c}$ (MPa)], the compression damage (index with medium to high values) was also predicted above this primary plastic region, especially involving the region of plastic deformation concentration, as described in the previous section. Compression damage in the cover was predicted earlier than the core, and it is more intense and extended compared to the compression damage in the core, especially for the walls subjected to high nominal shear stress (walls B₂, B₅, B₆, B₇ and B₈). At the plastic hinge region, the damage in tension (cracking) is also more intense, but it decreases more slowly above this region. In general, as observed during the tests, the damage in tension (associated with cracking) starts very quickly after a few inelastic reversals and it is also very intense.

As expected, for equivalent levels of loading, the confined walls suffered less damage. For example, wall B₁ (unconfined) and wall B₃ are compared. Neither wall has important differences in relation to the strength (see table 5.5) but the damage predicted in the core of the wall B₁ is significantly higher than the damage registered for the wall B₃ for a drift value close to 3.0% ($D_{c,max} \approx 1.0$ in wall B₁ and $D_{c,max}(\text{core}) = 0.51$ in the wall B₃)(see Fig. 5.10).

The correct detection of engineering limit states was also carried out. The following engineering limit states were monitored: the onset and progression of concrete cracking (including crack widths), spalling of cover and crushing of the core, concrete and steel strains, the local yielding in bars, the buckling or rupture of bars and the system degradation. The prediction of these limit states showed a strong correlation with the experimental results. Cracking in concrete detection was based on monitoring damage in tension and the cracking width variable adapted from the MCFT formulation. Table 5.6 presents the comparison between analytical results and experimental values of the cracking onset.

The prediction of the spalling of concrete cover as well as the core crushing are based on monitoring damage in compression. For the concrete cover, the onset of cracking and the spalling (related to a damage index as low as 0.1) were predicted for an average value of a longitudinal strain at the extreme fiber of +0.00048 and -0.00085, respectively. Severe cover deterioration by spalling was detected for an average longitudinal strain at the extreme fiber in compression of -0.013, which corresponds to an average maximum level of compression damage close to 0.9 with an average drift value close to 2.5%. Important

core deterioration by crushing ($D \approx 0.5$) was detected for an average drift value close to 2.0%. At that moment, the average maximum compression strain in the core was about -0.00317. A discretization of the predicted core damage allows establishing the damage related to the boundary elements as well as with the web core. Concerning the boundary elements, an onset of representative crushing of the core was detected for an average drift value close to 1.0%, where the average compression damage index was found to be equal to 0.2. Important core deterioration, by crushing at the boundary elements was found for an average drift value close to 2.0%, with an average damage index in compression close to 0.50. However, because of some dispersion in data, it is possible to find higher values between 0.6 and 0.8 for this index, in some of the walls with rectangular cross section (the Chen (2005) walls). With regards to the web behavior, the onset of a moderate core crushing (D a little higher than 0.2) was predicted for the wall W_3 and B_6 , both made with normal strength concrete, for a drift value close to 1.0%. Furthermore, according to the predictions, core crushing for Chen's (2005) walls which have a rectangular cross section, rapidly goes up to higher values for drift between 1.5 to 2% (with $D > 0.70$).

Tableau 5.6: Tip Displacements associated with the cracking and the longitudinal reinforcement yielding (1 mm = 0.04 in.)

Wall	For onset of cracking			For the First long. Reinf. Yielding			
	Analytical (mm)	Test (mm)	Ratio	Analytical (mm)	Test (mm)	Ratio	
W ₃	3.4	3.4	1.00	14.9	18.3	1.23	
W ₄	2.8	2.6	0.93	14.9	15.8	1.06	
R ₁	1.2	1.2	1.00	12.1	12.0	0.99	
R ₂	2.4	3.2	1.33	15.1	14.7	0.97	
B ₁	2.4	2.3	0.96	12.1	13.5	1.12	
B ₂	2.5	1.9	0.76	17.6	20.9	1.19	
B ₃	2.1	2.0	0.95	13.8	14.0	1.01	
B ₄	3.0	2.5	0.83	13.0	12.7	0.98	
B ₅	2.9	2.6	0.90	18.7	18.7	1.00	
B ₆	3.7	4.0	1.08	30.2	28.0	0.93	
B ₇	6.1	6.4	1.05	23.1	24.7	1.07	
B ₈	4.9	4.5	0.92	22.6	22.6	1.00	
		Mean	0.98			Mean	1.05
		COV(%)	14.6			COV(%)	8.80

The comparisons of the response of wall W_3 ($f'_c = 28.4$ MPa (4.12 ksi)) versus wall

W₄ ($f'_c = 69.2$ MPa (10.04 ksi)), and the wall B₆ ($f'_c = 21.8$ MPa (3.16 ksi)) versus B₇ ($f'_c = 43.3$ MPa (6.28 ksi)), have permitted to establish the influence of concrete strength in the response. As expected and also observed during the tests, for a lower concrete strength, less maximum capacity is obtained. Moreover, damage in tension and compression are also more pronounced for lower concrete strengths. The maximum measured deformations prior to the web crushing were smaller in the walls with lower concrete strengths. For an equal displacement ductility level, damage in compression is much more significant in walls built with a lower concrete strength and it evolves more quickly (see Fig. 5.12). It was also possible to check that the displacement ductility capacity decreases when the concrete strength is lower. Maximum level of shear stress increases (which is a function of f'_c). As recorded during the test, the predictions shown that the wall B₆ as a significantly lower deformation capacity compared to the predicted capacity for wall B₇ (see Fig.5.12b). It was also possible to verify with the predictions that the displacement ductility capacity decreases when the maximum level of shear stress increases.

A direct comparison of the response predicted for the walls B₅ ($P_f=0$ kN (0 kips)) and B₇ ($P_f=-1200$ kN (-269.77 kips)), has allowed establishing the influence of the applied axial load in the response. According to these predictions and confirmed by the experimental tests, the axial load increases the shear and moment capacity of the system. As an example, in Table 5.5, the specimen B₅ has a maximum shear strength of $V_{max,+} = 775.12$ kN (174.25 kips) while B₇ has a higher value of $V_{max,+} = 961.20$ kN (216.09 kips).

As recorded during the experimental tests, yielding of horizontal and vertical reinforcement were predicted for all walls at the plastic hinge region, also known as the primary damage zone. The detection of the first local yielding in bars shows excellent correlations with the experimental results (see Table 5.6). First yielding in longitudinal reinforcing bars of the specimens was detected for an average longitudinal strain at the extreme fiber in tension of +0.00244, which corresponds to an average maximum level of compression damage close to 0.97 and to an average drift value of 0.4%. As proposed by Cardona (2008), the effects of inelastic buckling for the longitudinal bars are considered indirectly by using the compression damage predicted by EFiCoS. Thus, when the concrete compression damage in a composite layer is close to 0.9, it is supposed that the steel has reached or is near to the buckling state. At that state, the steel reinforcement stress is set to zero ($f_{s,x} = 0$). Following this criterion, the first buckling in longitudinal reinforced bars was detected for an average longitudinal strain at the extreme fiber of -0.012, which is associated with an average maximum level of compression damage close to 0.71 and to an average drift value near 2.5%. In more detail, the first buckling was predicted for the wall R₁ at 101 mm (3.98

in.) of the wall tip deflexion versus 80 mm (3.15 in.) recorded during the test. Another example corresponds to the wall W₄. For this wall, this first buckling was predicted for 113 mm and measured as 115 mm (4.53 in.) during the test. Contrary with the experimental test, buckling and rupture in bars for wall B₃ was not predicted. Rupture of bars was only predicted for the wall B₄ being its failure mode, as in the experimental test.

Finally, based on the results of mentioned calibration process, it is now possible to establish the relationship found between some of the traditional engineering limit states and the performance levels (see Table 5.7).

Tableau 5.7: Relationship between engineering limit states, damage, drift and performance levels for walls

Engineering Limite State	Strain (m/m)	Damage Index	Drift (%)	Performance Level (*)
Onset of Cracking (\wr)	0.00048	0.77 †	0.07	Fully Operational
Visible Cracking (\wr)	0.00269	0.97 †	0.38	Operational
First yielding of Long-Bar	0.00244	0.97 †	0.40	Operational
Onset of Cover Spalling	-0.00077	0.08 ‡	0.45	Operational
Onset of Core Crushing	-0.00091	0.11 ‡	0.68	Life Safe
Important Spalling Cover	-0.00139	0.51 ‡	0.85	Life Safe
Important Crushing of Core	-0.00317	0.50 ‡	2.03	Near Collapse
First Buckling of Long-Bar	-0.01195	0.71 ‡	2.48	Near Collapse
Major Cracks (\wr)	0.04089	0.99 †	2.70	Collapse

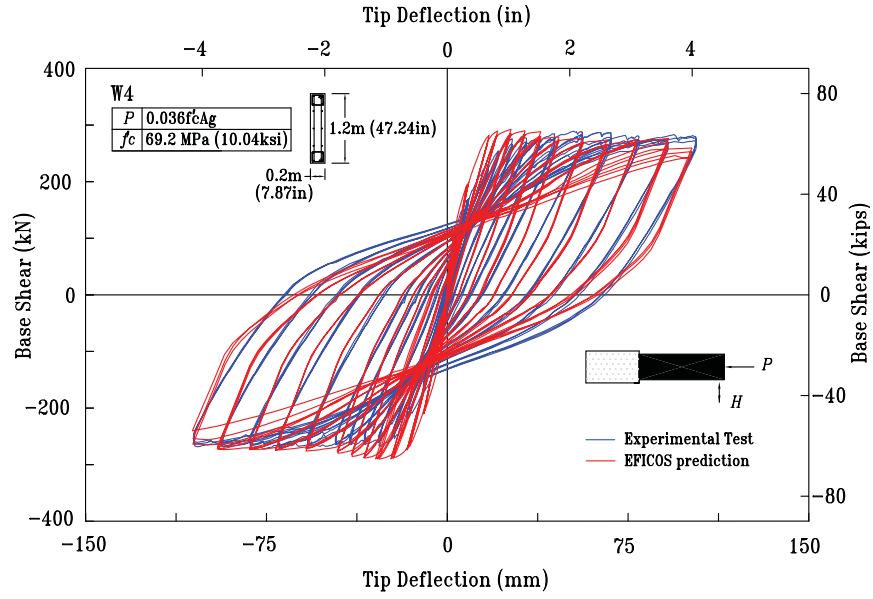
* related to the maximum (transient) drift.

† damage in tension.

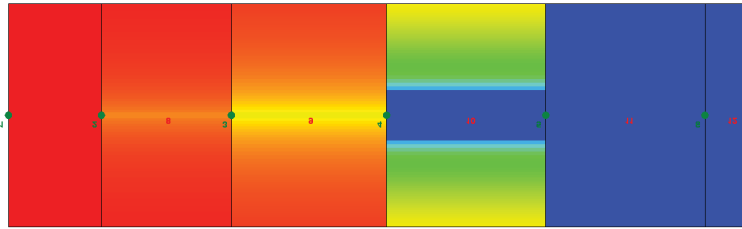
‡ damage in compression.

\wr based on the predicted crack width.

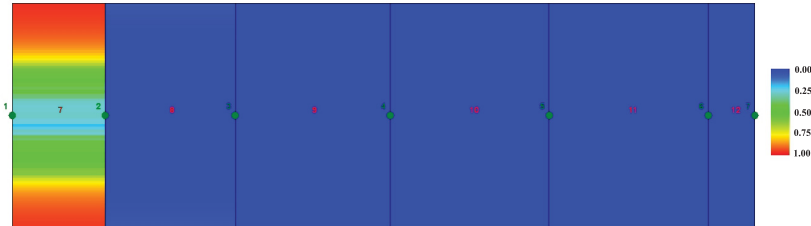
Two examples of predictions made with the new improved version of EfiCoS are presented in this chapter (all predictions are also shown in the annexe A of this document). One example shown in Fig. 5.5 corresponds to the wall W₄ (Chen, 2005) made with HSC. The second prediction presented is for the wall B₇ (Oesterle et al., 1979) and it is shown in Fig. 5.6.



(a) Force-displacement response



(b) Damage in tension

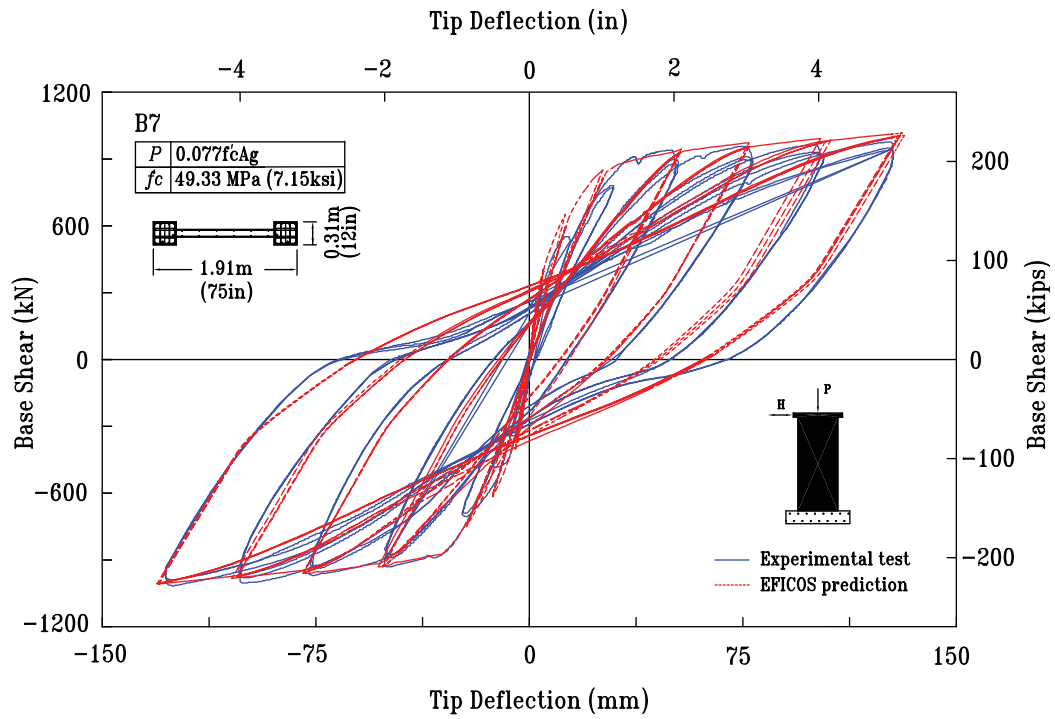


(c) Damage in compression

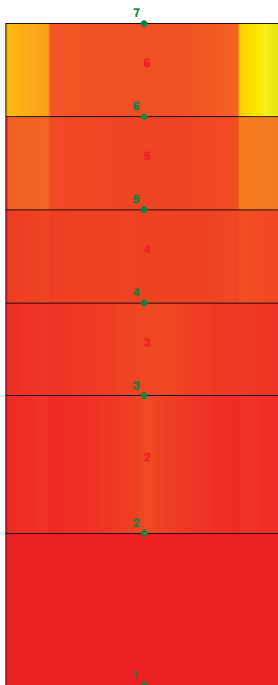


(d) Laboratory

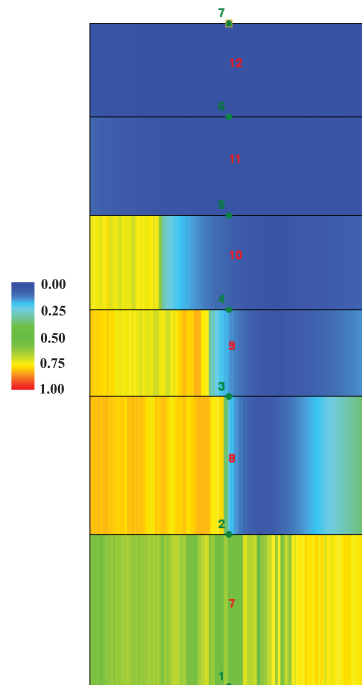
Figure 5.5: Wall W₄ (Chen, 2005). Response prediction vs. Experimental Test.



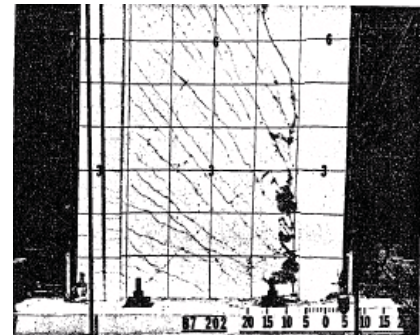
(a) Force-displacement response



(b) Damage in tension



(c) Damage in compression



(d) Laboratory

Figure 5.6: Wall B₇ (Oesterle et al., 1979). Response prediction vs. Experimental Test.

5.5 Application for PBD - Damage Charts and tables for Shear Walls

Similarly to the work carried out for columns in Cardona (2008), quantitative relationships between the damage condition (expressed in terms of indices) and the performance levels for PBD, were obtained for the walls studied in this research. These relationships are expressed as damage charts and tables, and they represent a useful tool for PBD. They are based on the predicted damage state using the new improved version of EfiCoS. The damage used in the construction of the damage charts corresponds to the predicted damage at the plastic hinge region (represented by Elements 1 and 7 in Figs. 5.1b and 5.3a). In this region, as measured in the tests, the damage is more important compared to other regions of the walls.

Given the fact that the walls are classified as intermediate to slender, the flexural and shear response are both important. Thus, it was decided to build these charts by monitoring the damage condition of the whole cross section. Hence, the layers associated with the web section and the boundary elements were also examined. Damage indices used to build the charts represent the maximum values over the considered region. Only the walls subjected to cyclic loading were considered (Wall B₄ was not included). Damage charts were derived for confined concrete (CC) and also for the unconfined concrete (UC).

Compression damage was taken as reference to the elaboration of these damage charts given its significant impact with respect to the capacity of the section. Damage charts were built in function of the drift ($\delta_\theta = \Delta/L$, Δ =tip displacement) and the displacement ductility (μ). In order to establish the level of displacement ductility used as reference to build these charts, the displacement related to the first yielding of the system was obtained from the experimental tests. A parametric study was made in order to establish a clear trend of data and thus avoid a large dispersion in the graphical presentation. As a result, it is possible to state that factors such as the type of cross section, the axial load ratio (η) and the degree of nominal shear stress have a significant effect on the damage charts. More than thirty (30) damage charts were built for the confined and unconfined concrete. A short selection of these damage charts is shown in Figures 5.7, 5.8, 5.9, 5.10, 5.11, 5.12 and 5.13.

Complementing these charts, tables 5.8, 5.9, 5.10 and 5.11, are also presented. These tables include the direct relationship between the average damage indices and the perfor-

mance levels. These tables allow relating the engineering limit states, damage, drift and these traditional performance levels, which is also very useful for PBD. Concerning the average damage index, it corresponds to the damage index read from the general trend line for a specific drift or displacement ductility. As considered for the tables shown in the section 3.2, performance levels referenced in these tables were taken according to the drift limits established by SEAOC (1995) (see Table 3.3), for each performance level. For these tables, the damage state is based on the following considerations: a negligible damage as low as 0.1, a light damage when $0.1 < D \leq 0.2$, a moderate damage when $0.2 < D \leq 0.4$, an important damage when $0.4 < D \leq 0.6$, a severe damage when $0.6 < D \leq 0.9$ and finally, a total damage when $D > 0.9$.

Some conclusions shown hereafter can be obtained by examining these charts and their respective tables:

- As predicted for the columns (see section 3.2), compression damage evolution is more gradual than damage in tension which begins rapidly and jumps suddenly to high values (Table 5.7). According to the predictions made with this new version of EfiCoS, the onset of damage in tension is related to an average drift value as low as 0.07% (*Fully Operational level* of PBD) and an average damage index in tension of 0.77. For this onset of damage in tension, the average crack width was also predicted as close to 0.1 mm. As stated by SEAOC (1995), the first cracking event (a minor hairline cracking) is expected for the *Operational level*, with a crack width of 0.51 mm (0.02 in). Concerning EFiCoS, a similar average crack width value of 0.44 mm (0.017 in) was predicted for an average drift value of 0.38%, which is also related to the *Operational level* of PBD. Major average crack widths close to 9 mm were predicted by EFiCoS (accompanied by an important degree of dispersion) to an average drift value close to 2.7% (*Collapse level*) and an average damage index in tension close to 1.0. Also, in accordance with SEAOC (1995), extensive shear and flexural cracking (a qualitative description) is expected in primary elements for the *Near Collapse level*;
- Damage in the cover (UC) evolves more rapidly and less gradually than the confined concrete (CC). Its intensity is even more important or severe for little drift values, as it is shown in Figs. 5.7, 5.8 and 5.9;
- Damage evolution and its intensity are largely influenced specially by parameters such as the axial load ratio (η) and the type of cross section of the wall. According

to the predictions, it was possible to notice that:

- Damage evolution in the core section increases more rapidly in walls with rectangular cross section (RCS) than in walls with barbel cross section (BCS), especially for walls with axial load ($\eta > 0$). This is specially observed, for drift values between 0.75% (*Life Safe level*) to approx. 3.0% (*Collapse level*);
- Concerning the displacement ductility, the damage in the core rises more rapidly when the wall is subjected to axial load. This phenomenon is more important in RCS walls. Damage evolution is also more gradual in BCS walls. Moreover, there is a marked difference in the intensity and damage evolution between the RCS and BCS walls, for specimens subjected to axial load and with displacement ductility (μ) values between 1.5 and 4;
- For RCS walls subjected to axial load ($\eta > 0$), an important crushing ($D > 0.5$) at the core of the section, was detected for drift values close to 1.5% (*Life Safe level*) and displacement ductility values close to $\mu = 2$. In RCS walls without axial load ($\eta = 0$), this important crushing was predicted for a drift value a little higher than 2.0% (*Near Collapse level*) and a displacement ductility value a little over $\mu = 5$ (value not indicated at the Fig. 5.7c). According to the predictions, a severe crushing ($D > 0.8$) is predicted in the core for RCS walls with axial load ($\eta > 0$), for a drift value a little higher than 2.0% (*Near Collapse level*) with displacement ductility values close to $\mu = 4.0$. In walls without axial load ($\eta = 0$), this event is expected for a drift value close to 3.0% (*Collapse level*) and a displacement ductility value close to $\mu = 7$ (value not indicated at the Fig. 5.7c);
- For BCS walls, an important crushing ($D > 0.5$) arrives, in general, for a drift value a little lower than 2.5% (*Near Collapse level*) and displacement ductility values close to $\mu = 3.0$, for specimens with axial load ($\eta > 0$). For BCS walls, without axial load ($\eta = 0$) and subjected to a high nominal shear stress (HNSS), this displacement ductility capacity value exceeds 4. For BCS walls, an imminent failure or severe-to-total core crushing ($0.8 < D \approx 1.0$) was predicted, in general, for a drift value close to 3.0% (*Collapse level*) and displacement ductility values close to $\mu = 4.0$, for BCS walls with axial load ($\eta > 0$);
- For the walls subjected to axial load ($\eta > 0$), an imminent total core (CC) crushing ($D \geq 0.9$) is expected for a drift value close to 3.0% (*Collapse level*), independently of its cross section type;

- Considering the cover (UC), the impact of the axial load can also be noticed in the Fig. 5.8a. According to this figure, in case of walls with a barbell cross section (BCS), subjected to high nominal shear stress (HNSS) and a concrete strength above or equal to 42 MPa, the observed damage in compression (associated with the spalling) is higher in walls accompanied by axial load ($\eta > 0$). The differences can be noticed for a drift value close to 0.50% (*Life Safe level*), where an important degree of spalling was predicted ($D \approx 0.5$), and they will be more visibles for a drift value close to 1.0% (*life safe level*), where the damage in compression for the cover (spalling) is predicted as severe;
- Damage is also influenced in a minor extent by parameters like the nominal level of the shear stress applied to the walls, the ratio of the effective volume of confinement to the core volume (ρ_s) and the concrete strength, among others. According to the predictions, it was possible to observe that:
 - The impact of concrete strength is also noticed when the damage intensity of the wall W₃ built with normal strength concrete (NSC) and the wall W₄ made with high strength concrete (HSC) are compared. Damage intensity in wall W₃ is higher than in wall W₄. An important ($D > 0.5$) crushing in the core (CC) is expected close to a drift value a little higher than 1.0% (*Life Safe level*) and 1.5% (*Near Collapse level*), for the walls W₃ and W₄, respectively. This behavior is also perceived when the damage evolution is analyzed with respect to the displacement ductility (μ). It is clear that damage intensity is more pronounced for lower concrete strengths. Moreover, compression damage evolution is more gradual in the specimens built with HSC (see Figs. 5.11 and 5.12). An additional comparison is presented in these figures in order to observe the impact of the concrete strength. In this case, the walls B₆ and B₇ were compared. Once again, according to the predictions, the damage intensity in the wall with a lower strength concrete (wall B₆) was higher. An important ($D > 0.5$) crushing in the core (CC) is expected for a drift value close to 1.5% (limit of *Life Safe level*) for the wall B₆ and near to 3.0% (*Collapse level*) for the wall B₇. The displacement ductility capacity is also significantly better in the case of the wall B₇ comparing with the wall B₆;
 - Damage in cover is also affected by the strength of concrete. Thus, compression damage in the cover (associated with the spalling), evolves more rapidly and its intensity is normally clearly superior for the walls made with a lower strength concrete (NSC)(see Fig. 5.8);

- Damage in the section core is also related to the ratio of effective volume of confinement (ρ_s) provided at the boundary elements. This phenomenon can be observed by examining the response of two similar walls, the B₁ (without confinement: $\rho_s = 0$) and B₃. According to the predictions, an imminent failure associated with the damage in compression ($D \approx 1.0$) is expected earlier for the wall B₁ for a drift value close to 3% (*Collapse level*). By contrast, for the same drift value, the expected damage value is only close to 0.5. As shown in Fig. 5.10, the influence of the confinement reinforcement is stronger for high values of drift, where the strain levels are expected to be larger;
- Damage evolution and its intensity is also related to the nominal shear stress applied to the walls. According to the predictions, it was noticed that the displacement ductility capacity (μ) decreases when the nominal shear stress increase. Thus, for example, in BCS walls without axial load ($\eta=0$) and subjected to a high nominal shear stress (HNSS), it is possible to predict an imminent failure for crushing for a displacement ductility value close to 5.0 and for a drift value of 2.5% (limit of *Near Collapse level*). For the walls subjected to a low nominal shear stress (LNSS), only a severe damage is expected for a displacement ductility value near 8.0 and a drift value of 4.0% (*collapse level*) (see Fig. 5.13). Concerning the cover, damage response (spalling) is also very related to the nominal shear stress. According to the predictions, as it was noticed for the core, damage evolution and its intensity is more important when the nominal shear stress increases. General behavior is similar to that shown at Fig. 5.9.

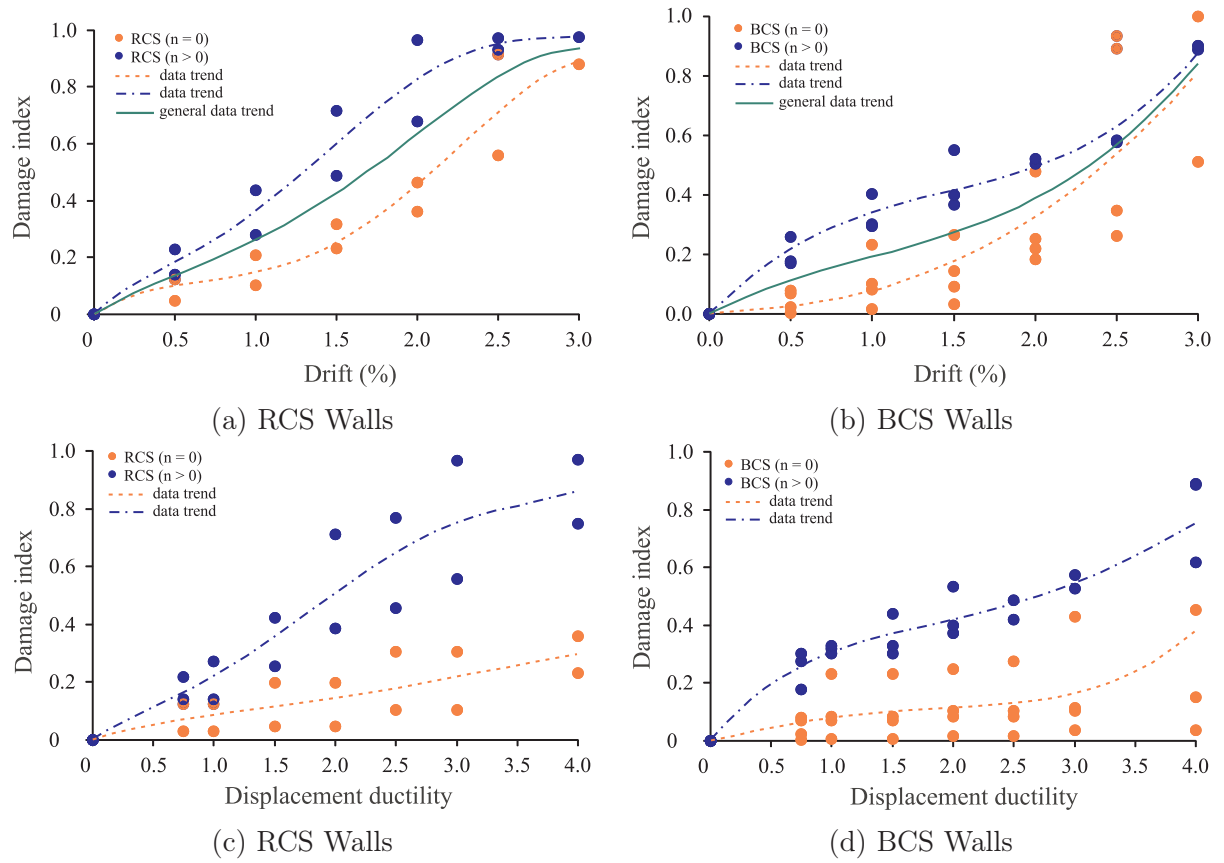


Figure 5.7: Damage charts as a function of drift and displacement ductility (μ) for the Confined concrete (CC).

Tableau 5.8: Relationship between Damage, Drift, Displacement Ductility and Performance levels. Confined Concrete. RCS Walls.

Damage state	Damage Index \dagger	Drift (%)	Ductility (μ)		Performance Level(*)
			($n = 0$)	($n > 0$)	
Negligible	0.10	0.35	1.22	0.54	Operational
Light	0.20	0.78	2.86	0.93	Life Safe
Moderate	0.40	1.43	4.98	1.61	Life Safe
Important	0.60	1.93	6.33	2.33	Near Collapse
Severe	0.90	2.71	7.97	4.00	Collapse
\approx Total	0.94	3.00	—	—	Collapse

* related to the maximum (transient) drift.

\dagger average value.

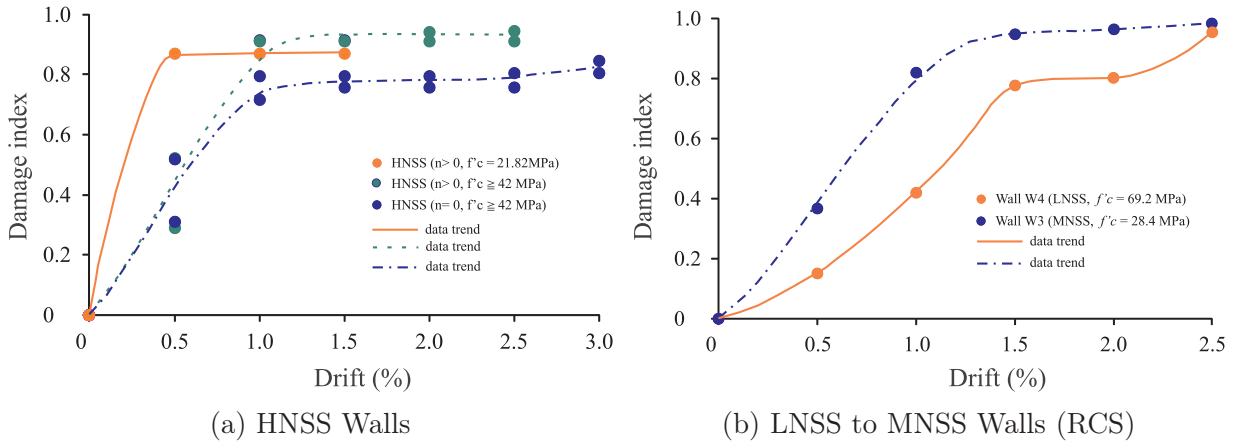


Figure 5.8: Graphic representation for the damage charts as function of drift for the Unconfined Concrete (UC).

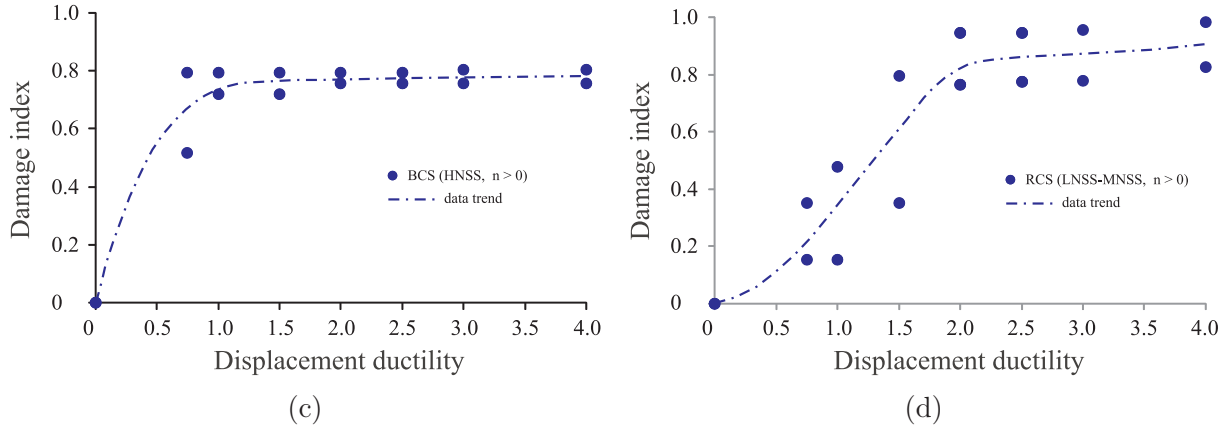


Figure 5.9: Graphic representation for the damage charts as function of displacement ductility for the Unconfined Concrete (UC). (a) BCS (HNSS, $n > 0$) Walls, (b) RCS (LNSS-MNSS, $n > 0$) Walls

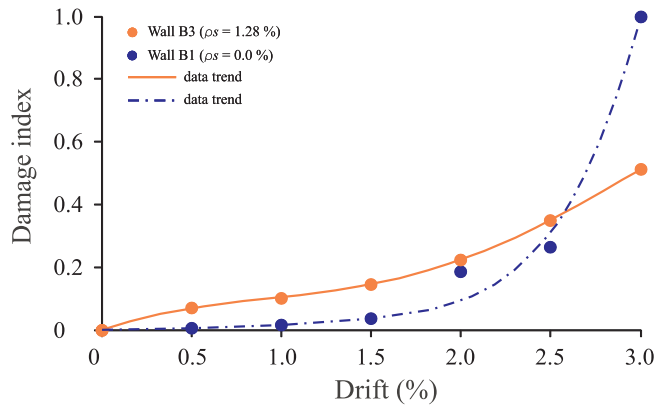


Figure 5.10: Damage chart related to the confined effects.

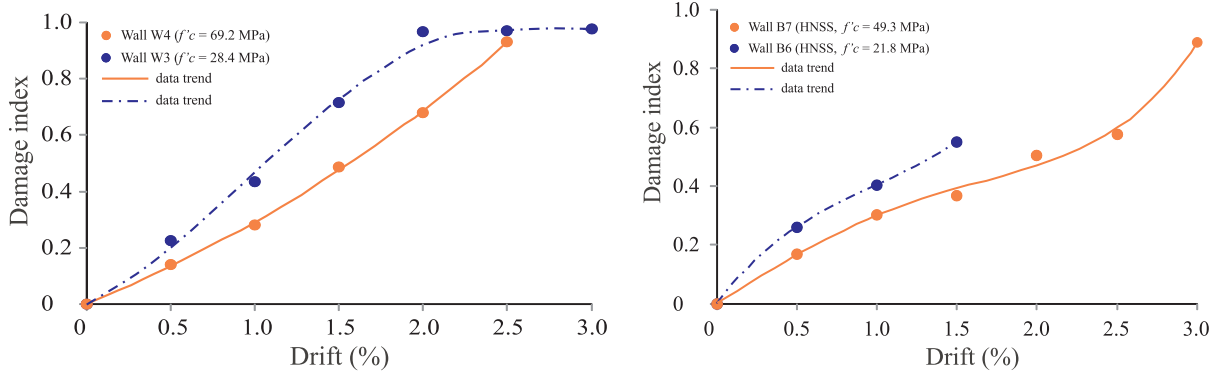


Figure 5.11: Damage charts as a function of drift for the Confined concrete (CC). Concrete strength effects.

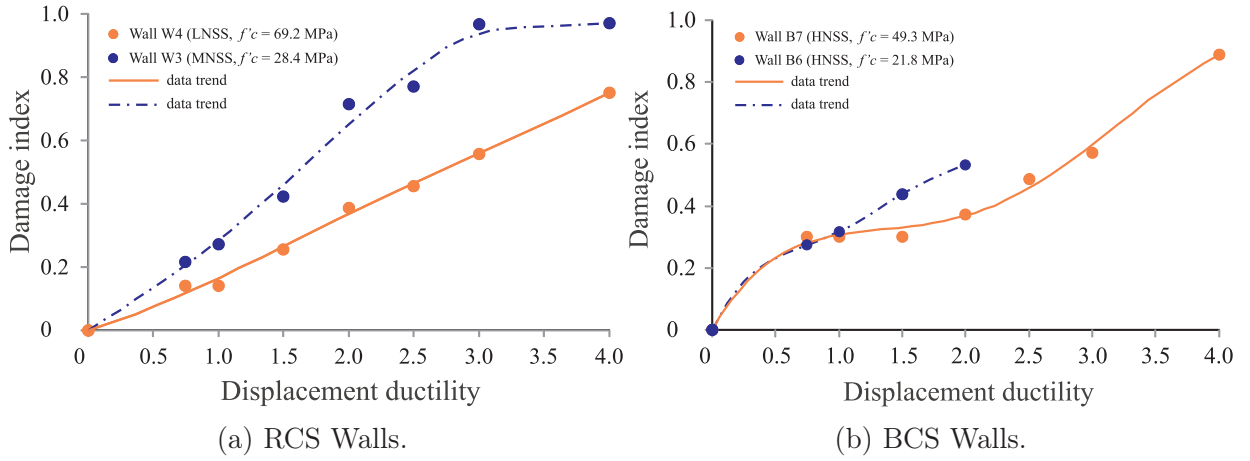


Figure 5.12: Damage charts as a function of displacement ductility μ for the Confined concrete (CC). Concrete strength effects.

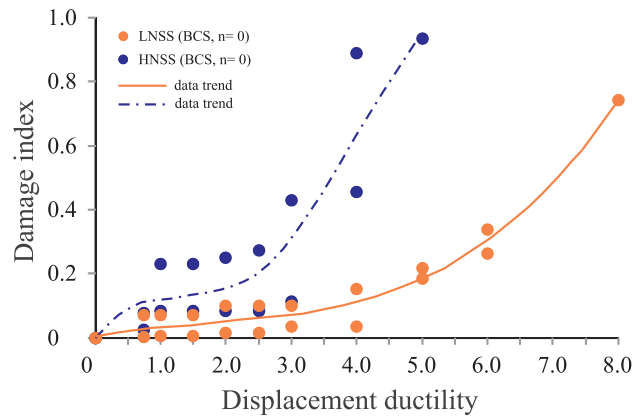


Figure 5.13: Damage chart in core (CC) related to the nominal shear stress effects.

Tableau 5.9: Relationship between Damage, Drift, Displacement Ductility and Performance levels. Confined Concrete. BCS Walls.

Damage State	Damage Index †	Drift (%)	Ductility (μ)		Performance Level(*)
			($n = 0$)	($n > 0$)	
Negligible	0.10	0.36	0.75	0.25	Operational
Light	0.20	1.09	2.64	0.56	Life Safe
Moderate	0.40	2.04	5.04	1.71	Near Collapse
Important	0.60	2.54	6.28	3.42	Collapse
Severe	0.90	3.13	7.97	–	Collapse
\approx Total	0.93	3.19	–	–	Collapse

* related to the maximum (transient) drift.

† average value.

Tableau 5.10: Relationship between Damage, Drift and Performance levels. Unconfined Concrete. RSC Walls ($n > 0$)

Damage State	Damage Index †	Drift (%)	Performance Level(*)
Negligible	0.10	0.41	Operational
Light	0.20	0.52	Life Safe
Moderate	0.40	0.82	Life Safe
Important	0.60	1.05	Life Safe
Severe	0.90	1.64	Near Collapse
\approx Total	0.95	2.49	Near Collapse

* related to the maximum (transient) drift.

† average value.

Tableau 5.11: Relationship between Damage, Drift and Performance levels. Unconfined Concrete. BSC Walls ($n > 0$)

Damage State	Damage Index †	Drift (%)	Performance Level(*)
Negligible	0.10	0.13	Fully Operational
Light	0.20	0.26	Operational
Moderate	0.40	0.52	Life Safe
Important	0.60	0.85	Life Safe
Severe	0.90	2.61	Near Collapse
\approx Total	0.95	2.71	Collapse

* related to the maximum (transient) drift.

† average value.

Chapter 6

Conclusions

This research presents a successful application of damage mechanic jointly with an adaptation of the MCFT formulation and other complementary theories to overcome the obstacles related to the deterministic approach of the PBD. The elements covered by this study are the intermediate to slender concrete shear walls and other structural elements where shear effects have to be considered.

An extensive series of improvements were made to the source code EFiCoS, which is a software based on damage mechanic. The main objective, among others, was for better accommodate the proposed formulations developed in this research. Among the list of general improvements introduced to the code, the following can be mentioned:

- Increase of the calculation speed of about 40% with respect to the original version;
- Dynamic definition of the size of the matrices in order to be able to adjust the size of the matrix to the size of the problem to be analyzed. Previously, the dimension of the matrices was static (fixed) and according to the parameters given at the time of the compilation of the executable;
- Improvement in the detection, the measuring and the number of the engineering limit states evaluated by EFiCoS. The creation of a new extension *.dat file was made for storing this information in an organized manner (by layers per element);
- Evaluation of the elementary internal forces. Before, this information was not available. Now, this information is stored in a binary file extension *.fin as well as in a text file with extension *.txt;

- Implementation of several new analytical features into EFiCoS. Those include, among others, the possibility to consider several types of concrete for the same section, consideration of the participation of the transverse reinforcement (stirrups) in the response of the system, the consideration of the softening in compression of the concrete stress-strain curve, and the possibility of adopting regions Type D for analysis;
- Creation and updates of several subroutines and types of files (*.cf2, *.cf3, *.cft, among others) in order to facilitate the general improvements in the code and the implementation of the proposed formulation developed in this research.

Moreover, important modifications and new features were made into the code of Visual EFiCoS (Primeau, 2007) in order to improve the data pre-processing as well as the post-processing derived from the analysis made with EFiCoS.

Two fundamental aspects included in the proposed formulation presented here were necessary in order to give to EFiCoS the possibility to be sensitive to the shear effects. Firstly, the transformation of the Bernoulli-type layered beam element into an adapted Timoshenko layered beam element, which allows better interpreting the rigidity of the system for structures with non-negligible shear effects. Secondly, the adaptation and implementation into EFiCoS of the MCFT and other complementary theories to account for the shear strains in a nonlinear context. Hence, the proposed formulation, adapted and verified for monotonic, pushover and cyclic loads, now allows considering the nonlinear shear-related effects coupled with axial and flexural mechanisms.

On the other hand, one new concrete behavior law with orthotropic characteristics was developed and integrated in EFiCoS. This concrete behavior law was also required to make possible the implementation of the MCFT and related formulations. Now, when the user decides to use this new formulation for the analysis, damage evolution for EFiCoS is related to the principal axis. In this way, softening phenomenon and local revision on the crack surface can also be considered (facultative). This new behavior law is designed from a pair of uniaxial concrete behavior cyclic laws based on damage mechanic, which govern the concrete behavior on each principal axe independently. The coupling of both laws is then accomplished by using the concepts of equilibrium and strain compatibility proposed by the MCFT and related theories.

The validation of the proposed formulation implemented in EFiCoS was carried out by comparing the response predictions with reliable experimental data of a series of concrete

shear walls. Calibration were also carried out for concrete beams and bridge columns where shear effects have to be considered. Based on the results, this new version of the software EFiCoS demonstrated the validity and accuracy of the proposed formulation. EFiCoS demonstrated being capable of evaluating accurately the parameters associated with the overall response of the system such as displacements, the system strength, the effects related to the cyclic response and the magnitude, evolution and distribution of the damage in accordance with the experimental data. Remarkable results were also obtained in reference to the appropriate detection of engineering limit states such as cracking, strains, spalling in cover, crushing, local yielding in bars and system strength degradation, among others.

A very useful application tools for PBD were developed. Relationships between the predicted damage indices and the performance levels were obtained and expressed as charts and association tables. These charts were derived in terms of the drift and the displacement ductility. A particular table was developed to relate the engineering limit states, the damage, the drift and the traditional performance levels. These application tools could be seen as the base of the future tools to be integrated into the design codes.

Some discrepancies were observed in certain analysis, with relation to the earlier detection of the longitudinal bars buckling or their rupture. Although alternative procedures were explored to consider the effects associates with the bond slip or for properly interpreting the phenomenon of pinching (related to the force-displacement response), future works should also be directed to improve the prediction of these phenomenons as well as the convergence speed of the algorithm in certain specific cases.

For future researches, it is recommended considering the implementation of a protocol for taking into account the phenomenon of bond-slip (pull-out) of the longitudinal reinforcement. One approach that could be considered for evaluating this effect is the introduction of a Zero-Length section Elements (Zhao & Sritharan, 2007) into the code of EFiCoS. This would allow introducing the strain penetration effects into the analysis, and then, the pinching phenomenon associated with the cyclic response could better be captured in the prediction. Also, the damage charts and the association tables mentioned above must be updated with a larger data base of shear wall tests in order to make possible their integration into the design codes.

Beyond these points to be solved, the remarkable results obtained from the predictions, complemented with the series of damage charts and related tables, make the proposed for-

mulation and the new version of software EFiCoS, a reliable instrument to overcome the well-known obstacles associated with the deterministic application of the PBD methodology.

Conclusions en français

Cette recherche présente une application réussie de la mécanique de l'endommagement conjointement avec d'autres théories afin de surmonter les obstacles liés à l'approche déterministe du dimensionnement basé sur la performance (DBP). Parmi ces théories, une adaptation de la formulation exposée par la Théorie du Champ de Compression Modifiée (en anglais *MCFT*) a été étudiée et implémentée avec d'autres théories complémentaires. Les éléments ciblés par cette étude sont les murs de refend d'élancement moyen à élancés en béton armé, ainsi que les éléments structuraux où les effets de cisaillement doivent être considérés.

Une vaste série d'améliorations a aussi été apportée au code source du logiciel EFiCoS, lequel est basé sur la mécanique de l'endommagement. Le principal objectif était, entre autres, de mieux concilier les formulations proposées dans cette recherche. Une partie de ces formulations correspondent à des adaptations de méthodologies existantes alors que d'autres à des procédures analytiques développées au cours de la recherche. Parmi les améliorations générales apportées au code, il est possible de citer les suivantes:

- L'augmentation de la vitesse de calcul de EFiCoS d'environ 40 % par rapport à la version originale;
- La définition dynamique de la taille des matrices afin de l'ajuster en fonction de la taille du problème à analyser. Auparavant, la taille des matrices était fixe et définie en fonction des paramètres indiqués au moment de la compilation du fichier exécutable;
- L'amélioration de la détection, la mesure et le nombre des états limites d'ingénierie évalués par EFiCoS. La création d'un nouveau fichier d'extension *.dat a été faite pour permettre l'enregistrement de cette information d'une manière organisée (en identifiant l'élément et la couche respective affectée);
- L'évaluation des forces internes élémentaires. Auparavant, cette information n'était pas disponible. Désormais, cette donnée est enregistrée dans un fichier binaire d'extension *.fin, ainsi que dans un fichier texte d'extension *.txt;
- La mise en œuvre de plusieurs nouvelles fonctionnalités analytiques dans EFiCoS. Ceci comprend, entre autres, la possibilité d'inclure plusieurs types de béton dans une même section transversale, la participation de l'armature transversale (étriers) dans la réponse du système, la considération de l'adoucissement en compression

(*sotfening*) de la courbe contrainte-déformation du béton, et la possibilité d’adopter des régions de type D dans l’analyse;

- La création et la mise à jour de plusieurs sous-programmes et de types de fichiers (*.cf2, *.cf3, *.cft, entre autres), afin de faciliter l’introduction des améliorations générales proposées dans le code et aussi de permettre l’insertion de la formulation proposée et développée dans cette recherche.

De plus, d’importantes modifications et de nouvelles fonctionnalités ont été apportées dans le code du logiciel Visual EFiCoS (Primeau, 2007). Ces modifications ont été effectuées afin d’améliorer le préprocesseur et le postprocesseur du logiciel ainsi que de les adapter pour le traitement des données d’entrée et les résultats d’analyse en utilisant la nouvelle version d’EFiCoS développée au cours de cette recherche.

Deux aspects fondamentaux intégrés dans la formulation proposée ici ont été nécessaires afin de donner à EFiCoS la possibilité de tenir compte des effets de cisaillement. Premièrement, la transformation de l’élément fini poutre multicouche, de type Bernoulli, vers un autre élément fini multicouche adapté de type poutre de Timoshenko. Cette transformation a permis d’arriver à une meilleure interprétation de la rigidité du système pour les structures ayant des effets de cisaillement non négligeables. Deuxièmement, l’adaptation et l’implémentation dans EFiCoS, de la théorie du champ de compression modifiée (en anglais *MCFT*) et d’autres théories complémentaires pour tenir compte des déformations de cisaillement dans un contexte non linéaire. Par conséquent, la formulation proposée permet maintenant de tenir compte des effets liés au cisaillement dans un contexte non linéaire en les combinant avec les mécanismes de force axiale et de flexion. Ceci a été vérifié pour des analyses avec des charges monotones, monotones incrémentales (*Pushover*) ou cycliques.

Également, une nouvelle loi de comportement du béton avec des caractéristiques orthotropes a été développée et intégrée dans EFiCoS. Cette nouvelle loi était également indispensable pour rendre possible l’implémentation de la MCFT et des formulations connexes. Dorénavant, lorsque l’utilisateur décide de suivre la nouvelle formulation pour son analyse, l’évolution de l’endommagement faite par EFiCoS est liée aux axes principaux. De cette façon, tant le phénomène de l’adoucissement de la réponse en compression du béton que la révision locale sur le plan de la fissure peuvent être considérés (facultatif). Cette nouvelle loi de comportement du béton est conçue à partir d’une paire de lois cycliques de comportement uniaxial. Ces deux lois sont basées sur la mécanique de l’endommagement

et chacune régit de façon indépendante le comportement du béton sur chaque axe principal. Le couplage des deux lois est ensuite réalisé en utilisant les concepts d'équilibre et de compatibilité des déformations proposées par le MCFT et les théories connexes.

La validation de la formulation proposée et implémentée dans EFiCoS a été effectuée en comparant les prédictions de la réponse faite par EFiCoS avec les données expérimentales fiables d'une série de murs en béton armé testés au laboratoire. D'autres calibrations ont été également effectuées pour des poutres en béton et des piliers de pont où les effets du cisaillement doivent être considérés. D'après les résultats, cette nouvelle version du logiciel EFiCoS a démontré la validité et la précision de la formulation proposée. EFiCoS a aussi démontré être capable d'évaluer, avec précision et en concordance avec les données expérimentales, les paramètres associés à la réponse globale du système, tels que: les déplacements, la résistance du système, les effets associés à la réponse cyclique et l'ampleur, l'évolution et la distribution de l'endommagement. Des résultats remarquables ont été également obtenus par rapport à la détection appropriée des états limites d'ingénierie tels que: la fissuration, les déformations, l'éclatement de l'enrobage, l'écrasement du béton confiné, la plastification des barres longitudinales et la dégradation de la résistance du système, entre autres.

Des outils d'application très utiles pour le DBP ont été développés. Ainsi, des relations entre les indices d'endommagement prédits par EFiCoS et les niveaux de performance associés au DBP ont été obtenues et exprimées sous forme de chartes et de tableaux d'association. Ces chartes ont été établies en fonction du déplacement relatif (*drift*) et de la ductilité en déplacement. Un tableau particulier a été développé afin de relier les états limites d'ingénierie, l'endommagement prédit, le déplacement relatif (*drift*) et les niveaux de performance traditionnels. Ces applications dérivées pourront être vues comme la base de futurs outils à être intégrés dans les normes de dimensionnement.

Quelques divergences ont été observées dans certaines analyses en ce qui concerne la détection prématurée du flambage ou la rupture des barres longitudinales. Malgré que certaines procédures alternatives ont été explorées afin de considérer non seulement les effets associés à l'adhérence-glissement des barres longitudinales, mais aussi pour interpréter correctement le phénomène d'étranglement (*pinching*) de la courbe de réponse hystérétique force-déplacement, de futurs travaux devraient également être orientés afin d'améliorer la prédiction de ces phénomènes. Des améliorations sont aussi requises par rapport à la convergence et à la vitesse de calcul du code dans certains cas spécifiques.

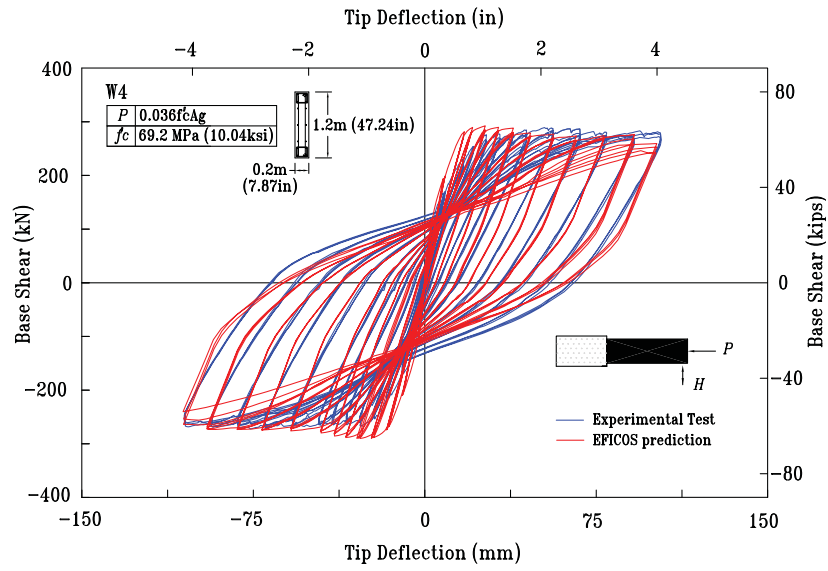
Pour les recherches futures, il est recommandé d'envisager l'implémentation d'un protocole afin de tenir compte du phénomène de glissement de barres longitudinales (*pull-out*). Une approche qui pourrait être considérée dans l'évaluation de cet effet est basée sur l'introduction des éléments de type *Zero-Length section* (Zhao & Sritharan, 2007) dans le code d'EFiCoS. Ceci permettrait de considérer les effets de pénétration des déformations (*strain penetration effects*) dans l'analyse et, par conséquent, de mieux interpréter le phénomène d'étranglement (*pinching*) de la courbe de réponse hystérétique force-déplacement dans la prédiction. Une autre tâche à accomplir, c'est la mise à jour des chartes d'endommagement et des tableaux d'association avec une série plus grande des murs, afin de rendre possible leur intégration dans les normes de dimensionnement.

Au-delà de ces points à régler, les résultats remarquables obtenus à partir des prédictions ainsi que l'obtention des chartes d'endommagement et de tableaux connexes font de la formulation proposée et de la nouvelle version d'EFiCoS un instrument fiable pour surmonter les obstacles bien connus associés à l'approche déterministe de la méthodologie du DBP.

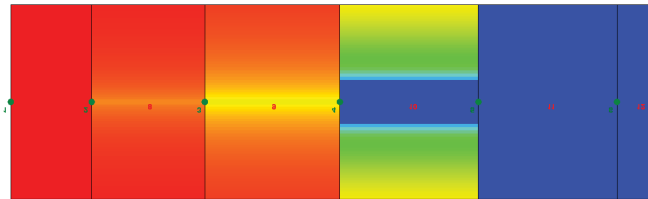
Appendix A

Response Predictions of Walls and other Complementary Validations

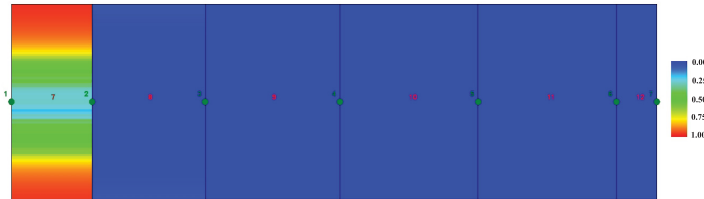
A.1 Response Predictions of Walls



(a) Force-displacement response. Experimental test curve adapted from Chen (2005)



(b) Damage in tension

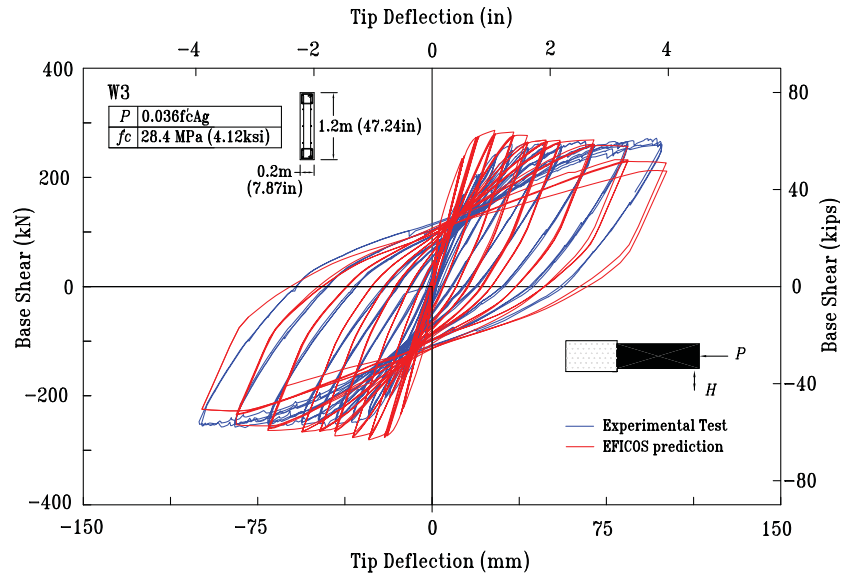


(c) Damage in compression

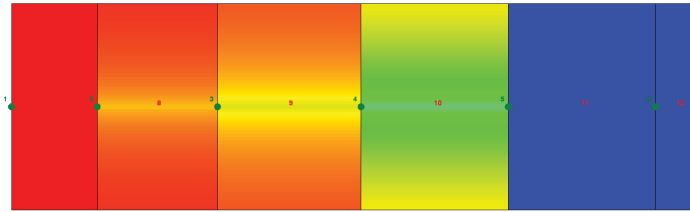


(d) Laboratory

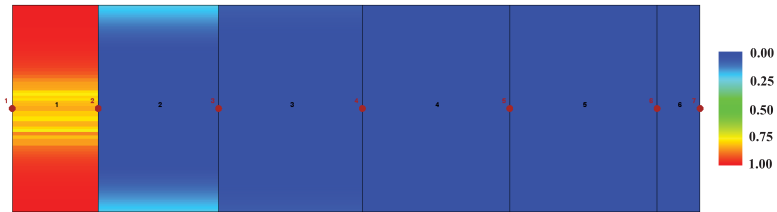
Figure A.1: Wall W_4 (Chen, 2005). Response prediction vs. Experimental test.



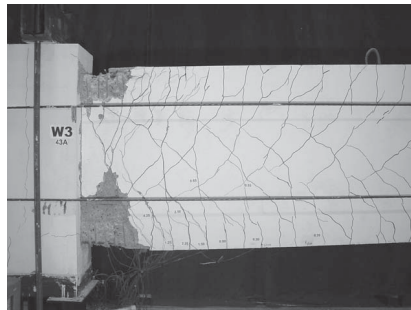
(a) Force-displacement response. Experimental test curve adapted from Chen (2005)



(b) Damage in tension

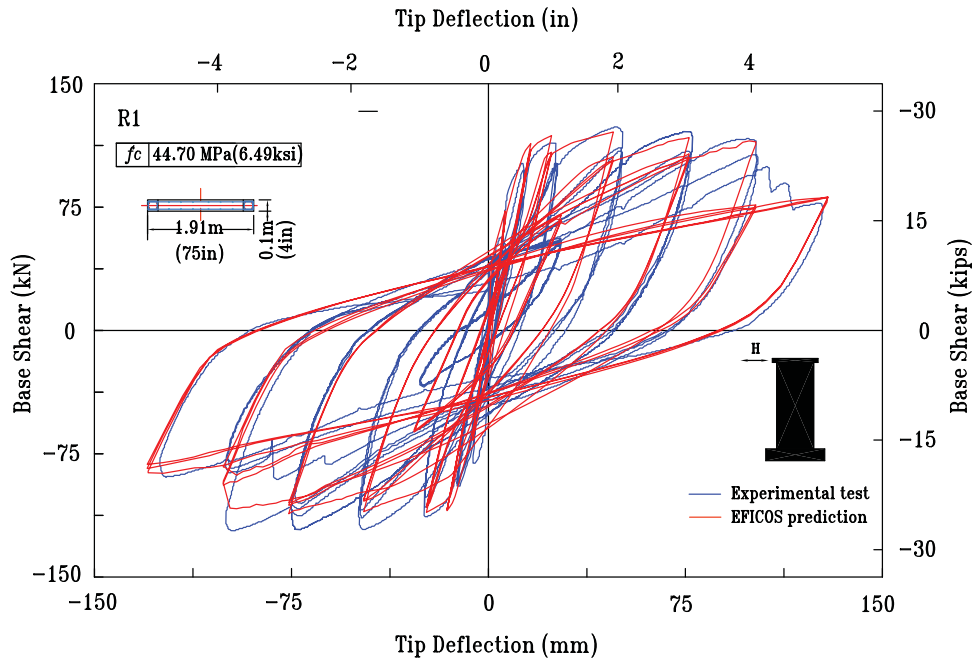


(c) Damage in compression



(d) Laboratory

Figure A.2: Wall W₃ (Chen, 2005). Response prediction vs. Experimental test.



(a) Force-displacement response. Experimental test curve adapted from Oesterle et al. (1976)

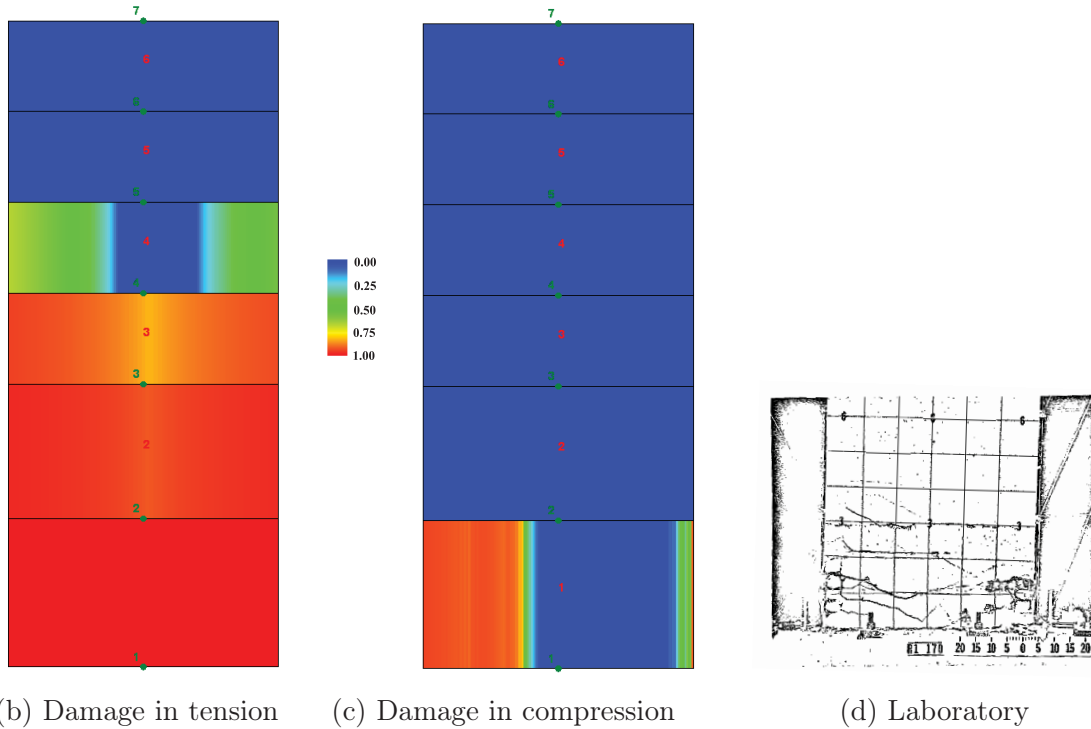
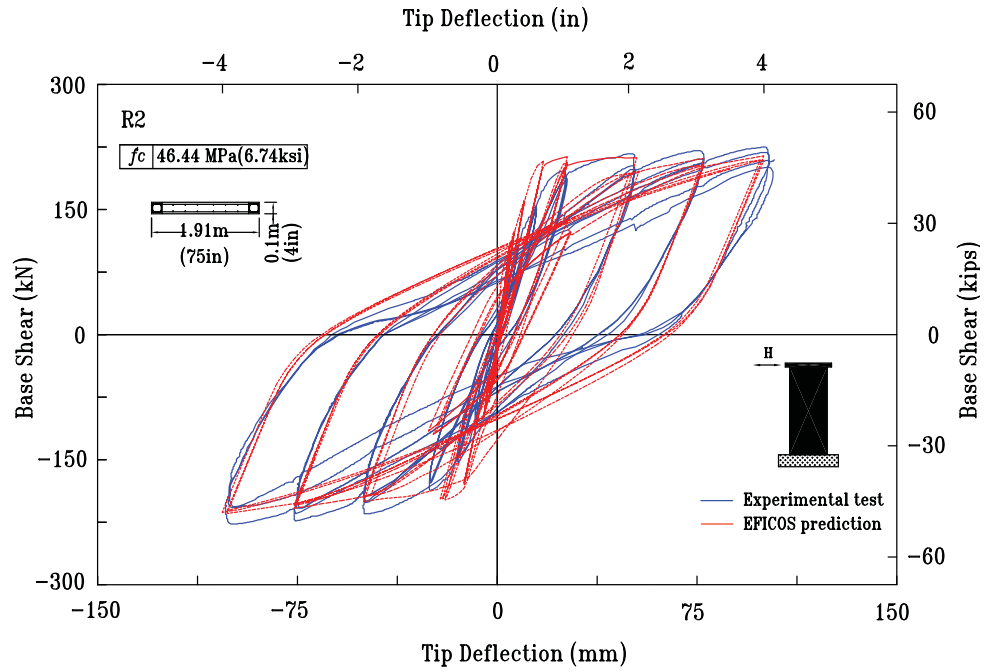


Figure A.3: Wall R₁ (Oesterle et al., 1976). Response prediction vs. Experimental test.



(a) Force-displacement response. Experimental test curve adapted from Oesterle et al. (1976)

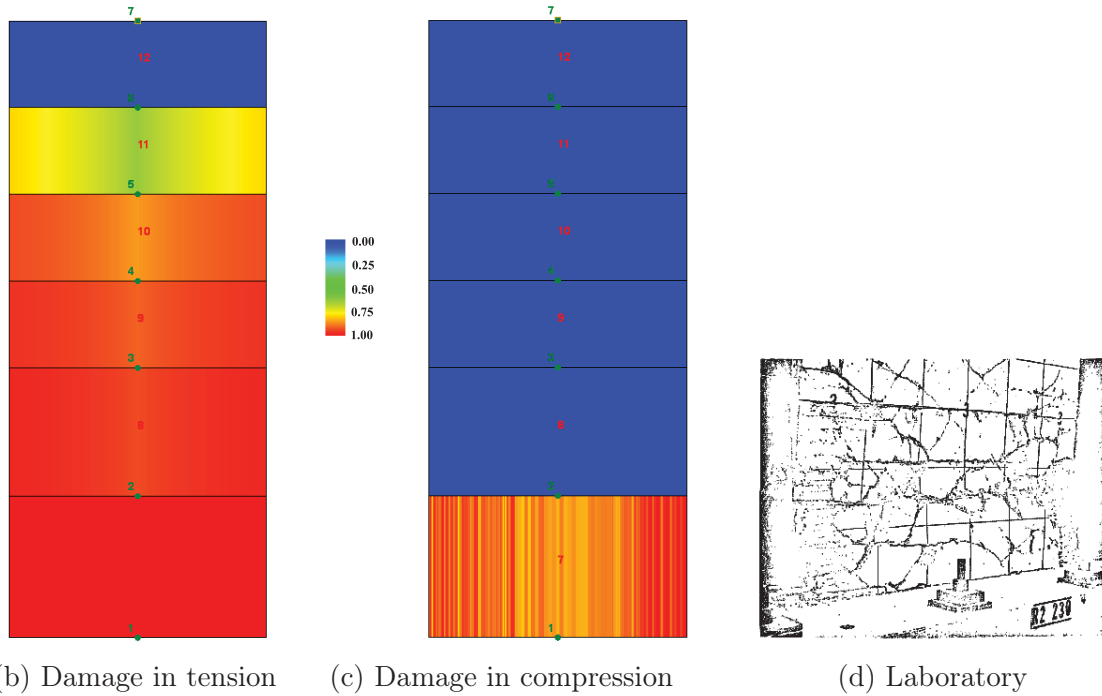
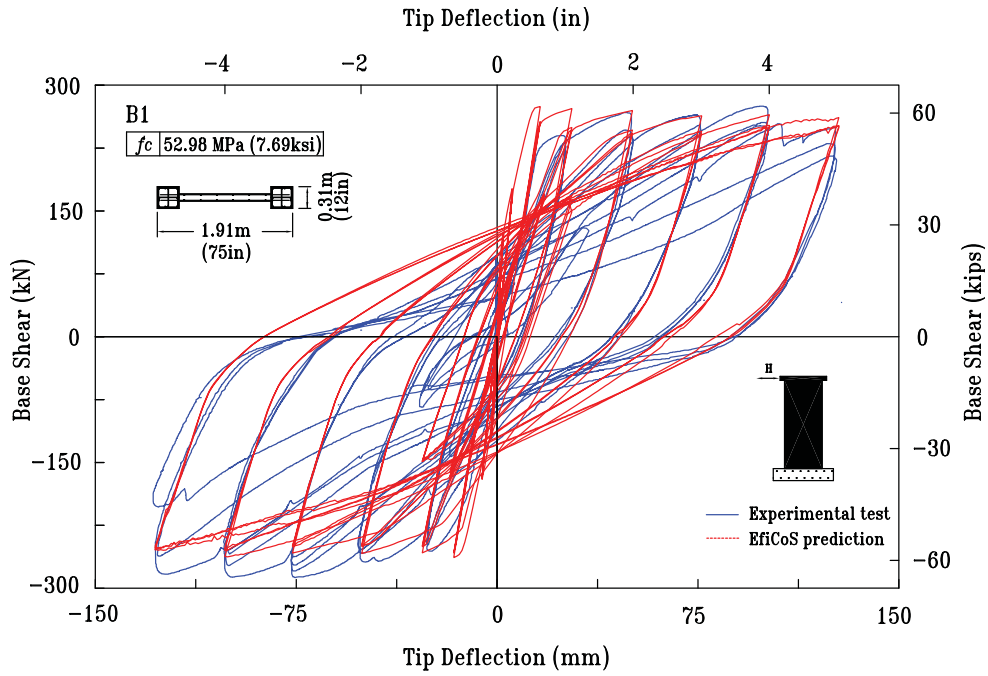
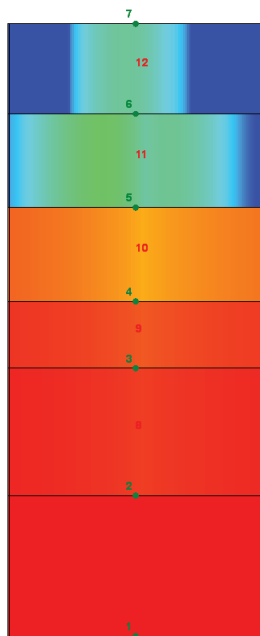


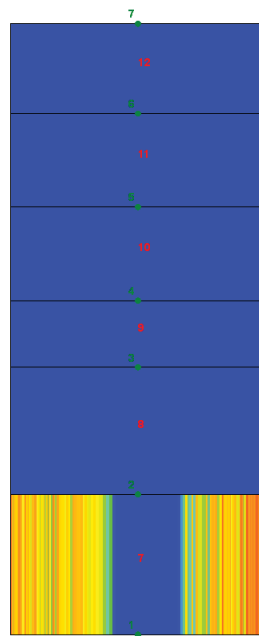
Figure A.4: Wall R_2 (Oesterle et al., 1976). Response prediction vs. Experimental test.



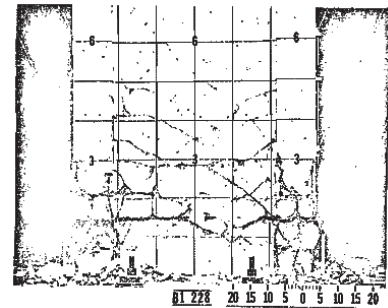
(a) Force-displacement response



(b) Damage in tension

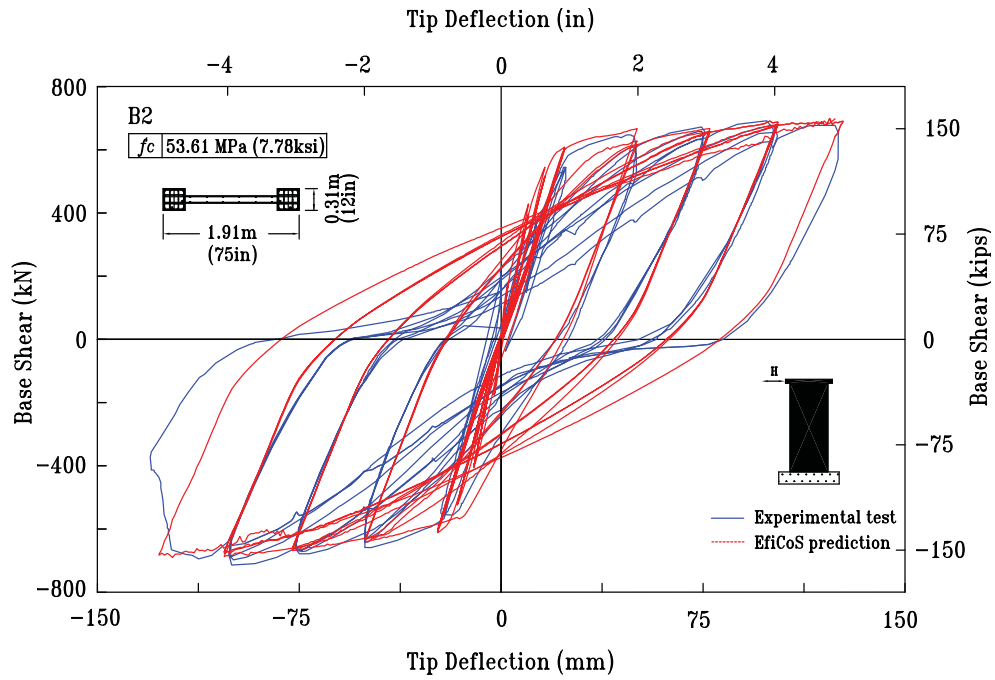


(c) Damage in compression

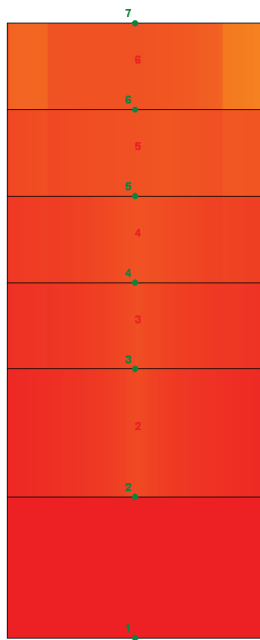


(d) Laboratory

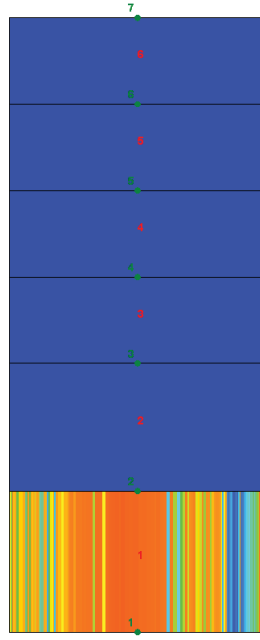
Figure A.5: Wall B₁ (Oesterle et al., 1976). Response prediction vs. Experimental test.



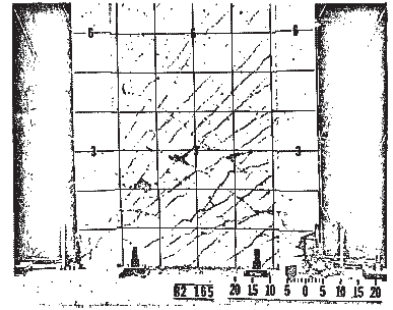
(a) Force-displacement response



(b) Damage in tension

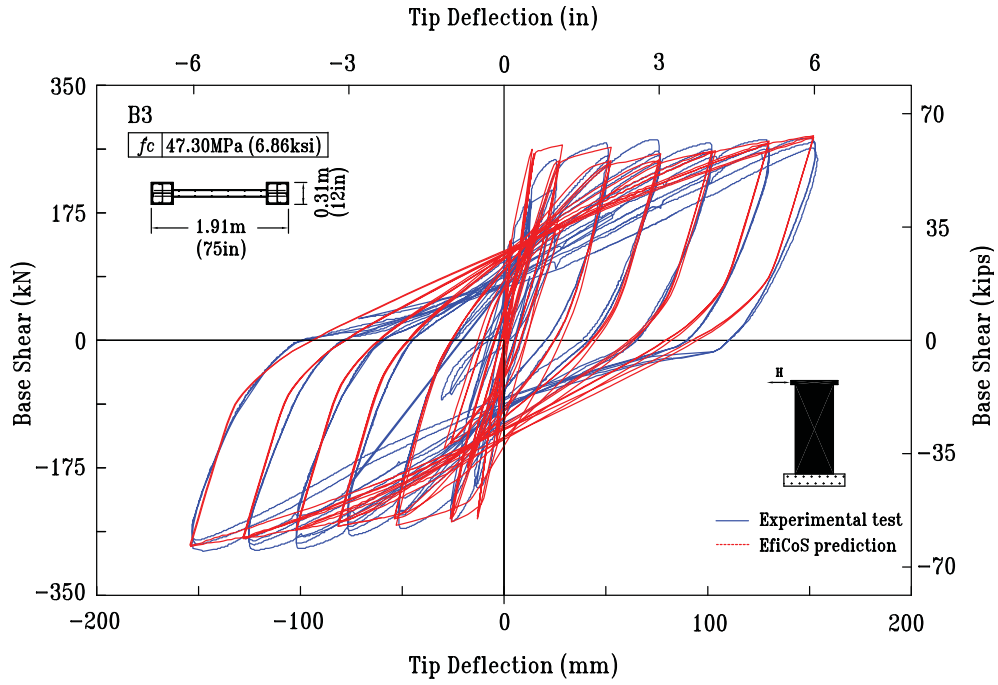


(c) Damage in compression

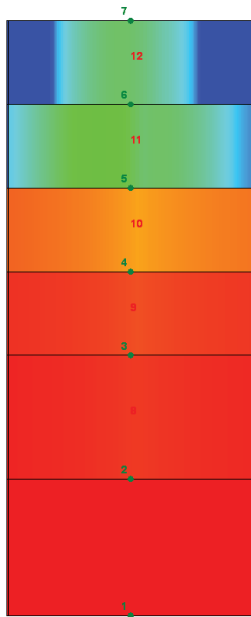


(d) Laboratory

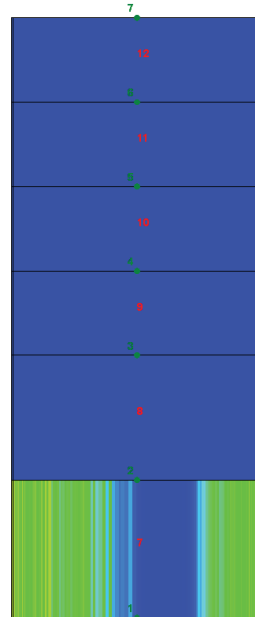
Figure A.6: Wall B₂ (Oesterle et al., 1976). Response prediction vs. Experimental test.



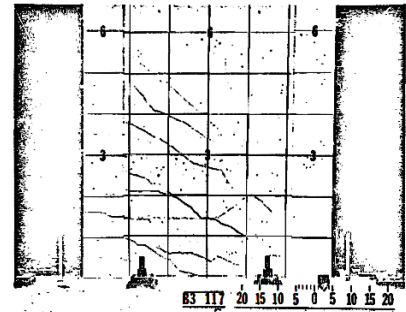
(a) Force-displacement response



(b) Damage in tension

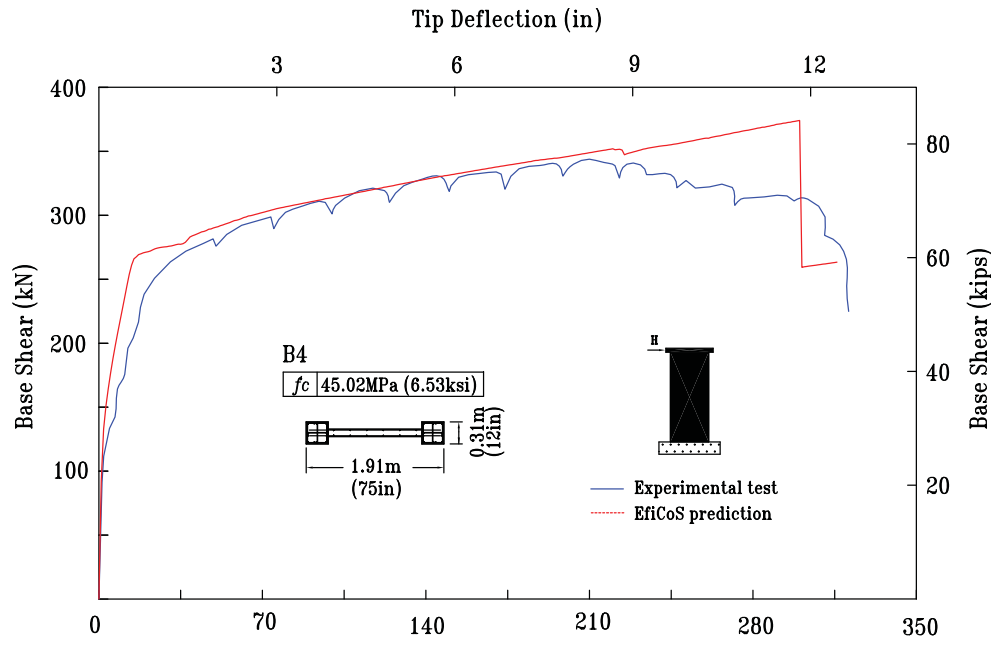


(c) Damage in compression

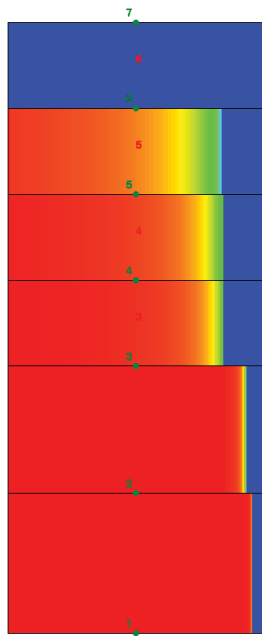


(d) Laboratory

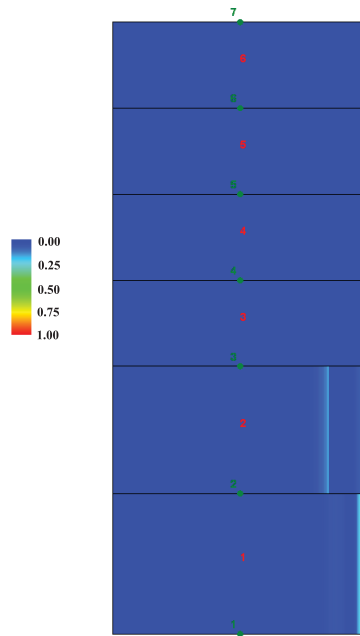
Figure A.7: Wall B₃ (Oesterle et al., 1976). Response prediction vs. Experimental test.



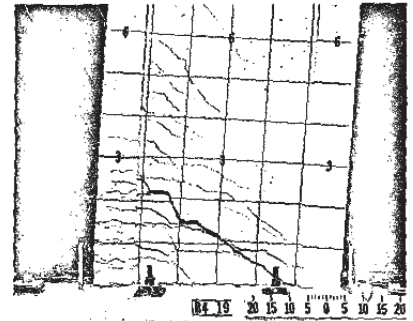
(a) Force-displacement response. Experimental test curve adapted from Oesterle et al. (1976)



(b) Damage in tension

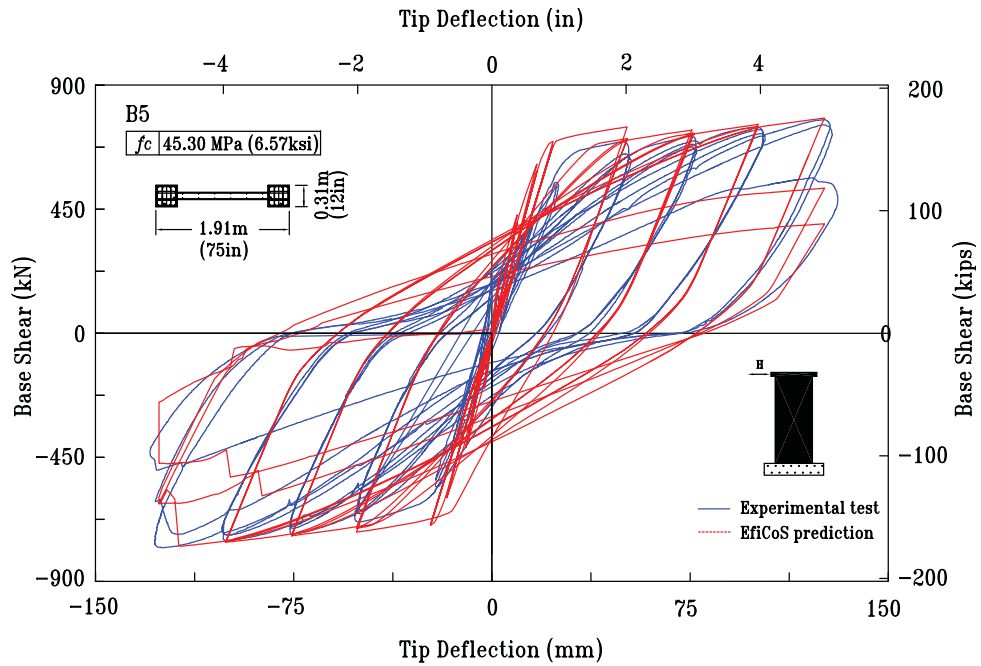


(c) Damage in compression

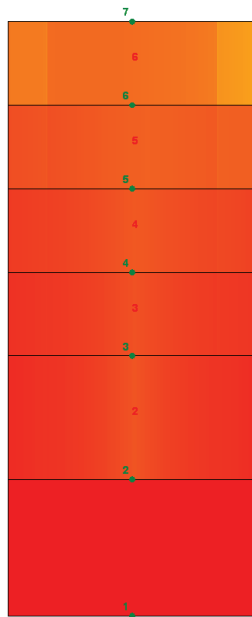


(d) Laboratory

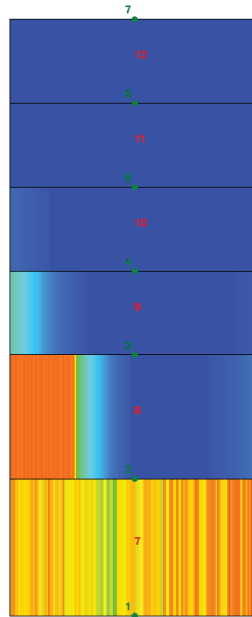
Figure A.8: Wall B₄ (Oesterle et al., 1976). Response prediction vs. Experimental test.



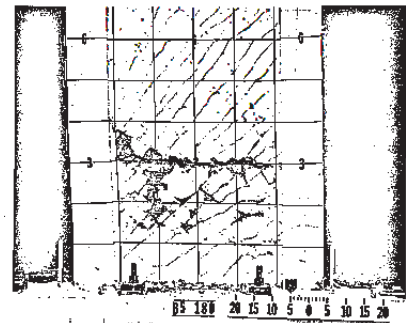
(a) Force-displacement response



(b) Damage in tension

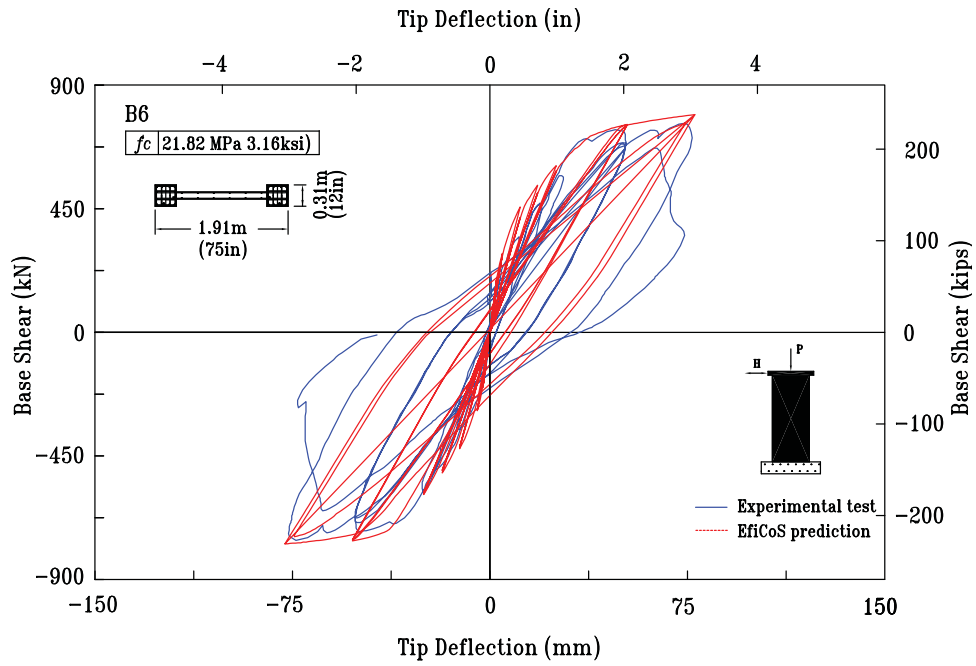


(c) Damage in compression

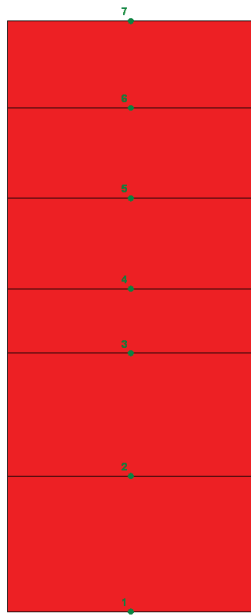


(d) Laboratory

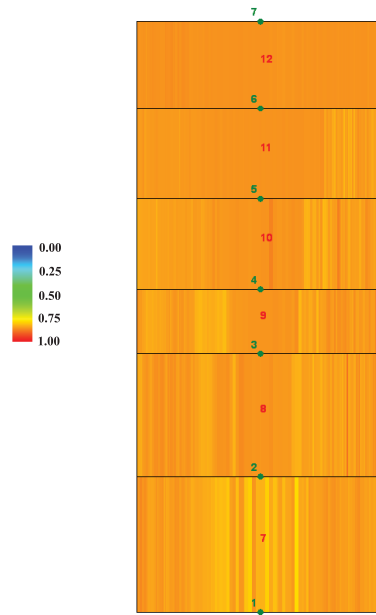
Figure A.9: Wall B₅ (Oesterle et al., 1976). Response prediction vs. Experimental test.



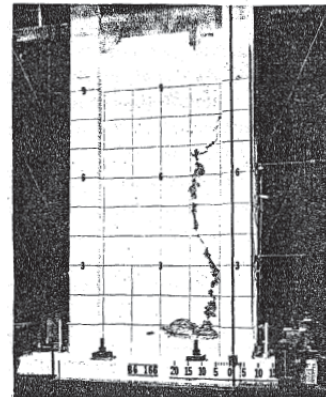
(a) Force-displacement response



(b) Damage in tension

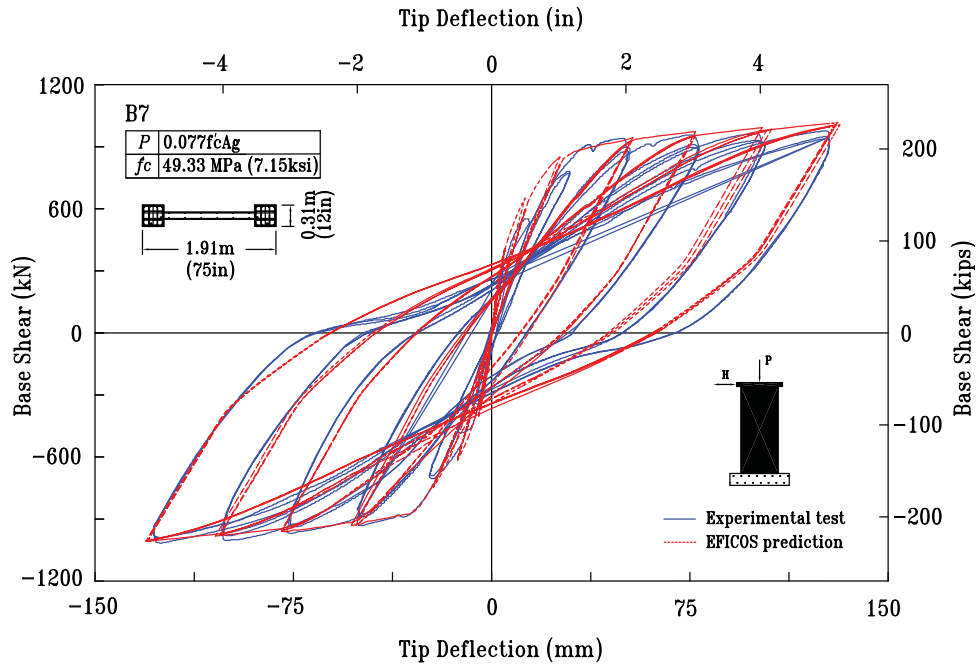


(c) Damage in compression

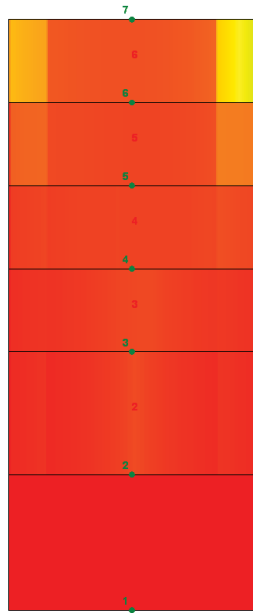


(d) Laboratory

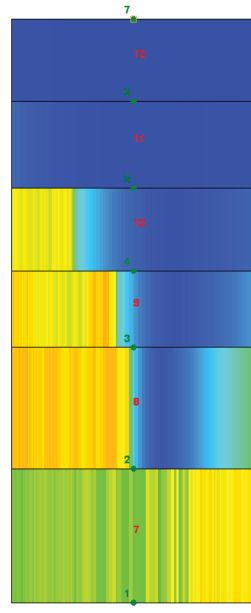
Figure A.10: Wall B₆ (Oesterle et al., 1979). Response prediction vs. Experimental test.



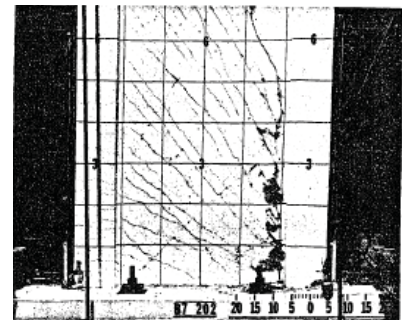
(a) Force-displacement response



(b) Damage in tension

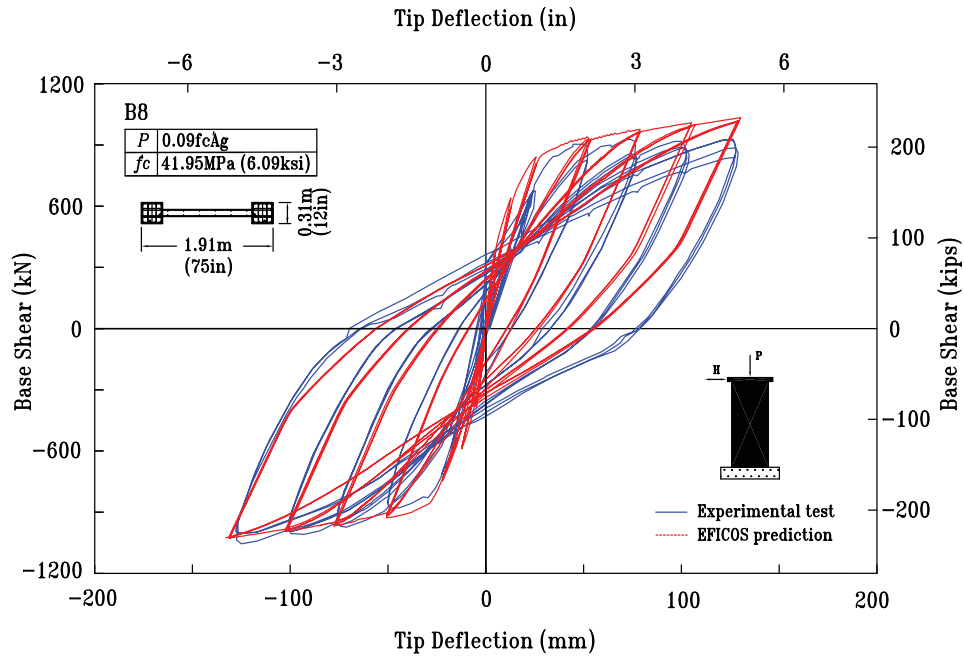


(c) Damage in compression

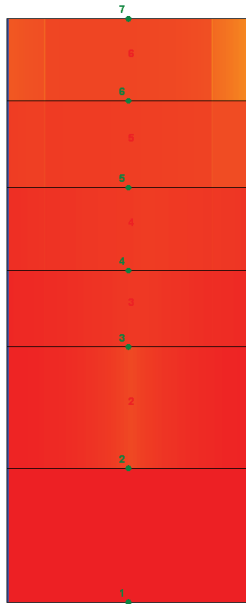


(d) Laboratory

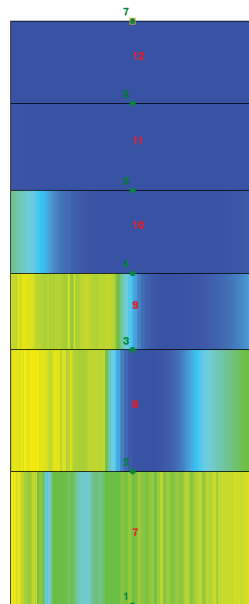
Figure A.11: Wall B₇ (Oesterle et al., 1979). Response prediction vs. Experimental test.



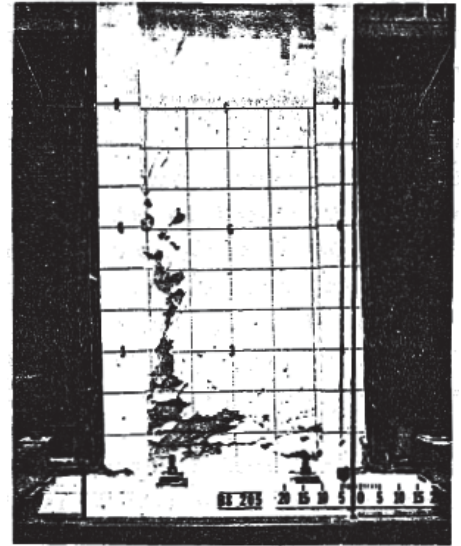
(a) Force-displacement response



(b) Damage in tension



(c) Damage in compression



(d) Laboratory

Figure A.12: Wall B₈ (Oesterle et al., 1979). Response prediction vs. Experimental test.

A.2 Calibration de la nouvelle version du logiciel EFi-CoS pour l'analyse d'autres structures sensibles au cisaillement

Bien que l'accent de cette recherche soit mis sur des murs de refend, la performance de la formulation développée dans le cadre de cette recherche sur d'autres types d'éléments structuraux a été étudiée. Ces éléments comportent les poutres critiques au cisaillement, les poteaux et les piliers des ponts. Une importante quantité des prédictions ont été réalisées sur ces types d'éléments. L'évaluation de la qualité des résultats obtenus a été faite majoritairement à partir de la comparaison directe de la réponse prédite avec celle mesurée au laboratoire. Les critères qui ont servi à évaluer la qualité des réponses prédites sont basés, en général, sur le comportement général de la courbe de la réponse force horizontale-déplacement, la détection des états limites, l'énergie dissipée par déformation inélastique, ainsi que l'évolution, la mesure et l'extension de l'endommagement. Dans ce document, quelques prédictions associées à ces types d'éléments sont présentées.

A.2.1 Calibration du logiciel EFiCoS sur des poutres critiques au cisaillement

Deux exemples ont été sélectionnés pour montrer la performance de la nouvelle version du logiciel EFiCoS par rapport à l'analyse de poutres contrôlées par cisaillement. Les deux spécimens choisis sont les poutres OA1 et A1, testés par Vecchio & Shim (2004) à des charges monotones (figures A.13 et A.14). Ces poutres font partie d'un programme expérimental destiné à recréer, autant que possible, la série de poutres testées par Bresler & Scordelis (1963). Les deux poutres choisies ont été armées avec d'importantes quantités de renforcement en flexion afin de les rendre critiques au cisaillement. Parmi les deux spécimens, seulement la poutre A1 contient des armatures transversales (étriers).

Les valeurs des paramètres de base de la loi d'endommagement du béton sont reportées au tableau A.1. Ces valeurs sont identiques pour les deux poutres.

Tableau A.1: Poutres OA1 et A1. Paramètres de base de la loi d'endommagement du béton (1 MPa = 0.145 ksi)

E_c (MPa)	Y_{01} (MPa)	A_1 (1/Pa)	B_1 (-)	β_1 (MPa)	Y_{02} (MPa)	A_2 (1/MPa)	B_2 (-)	β_2 (MPa)	σ_f (MPa)
22683	0.0001284	0.00465	0.645	1.043	0.0195	10.200	1.240	-23.000	1.580

† Paramètres supplémentaires utilisés pour la modélisation du béton ne sont pas montrés.

Pour les poutres, la réponse force-déplacement et de l'endommagement, prédite avec la version modifiée d'EFiCoS, sont montrées aux figures A.15 à A.18.

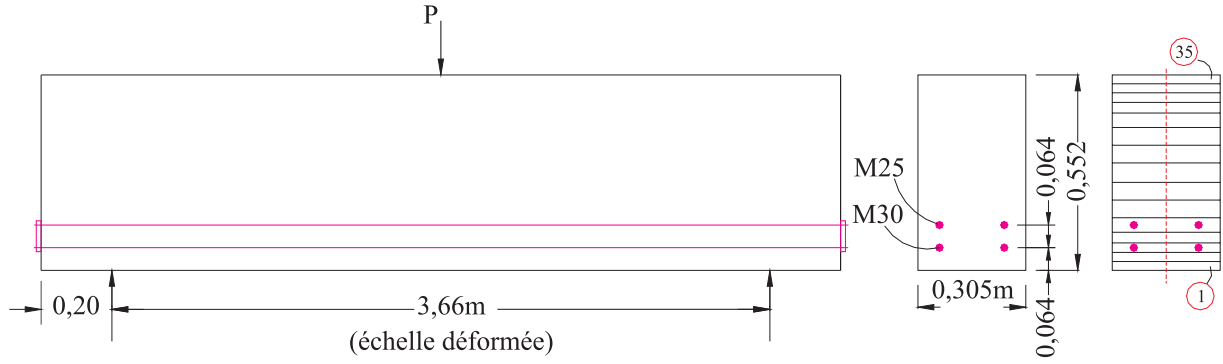


Figure A.13: Poutre OA1 Vecchio & Shim (2004). Béton: $f'_c = 22,6$ MPa; Acier: (1) $f_y = 445$ MPa et $E_s = 220000$ MPa (M25) - (2) $f_y = 436$ MPa et $E_s = 200000$ MPa (M30)

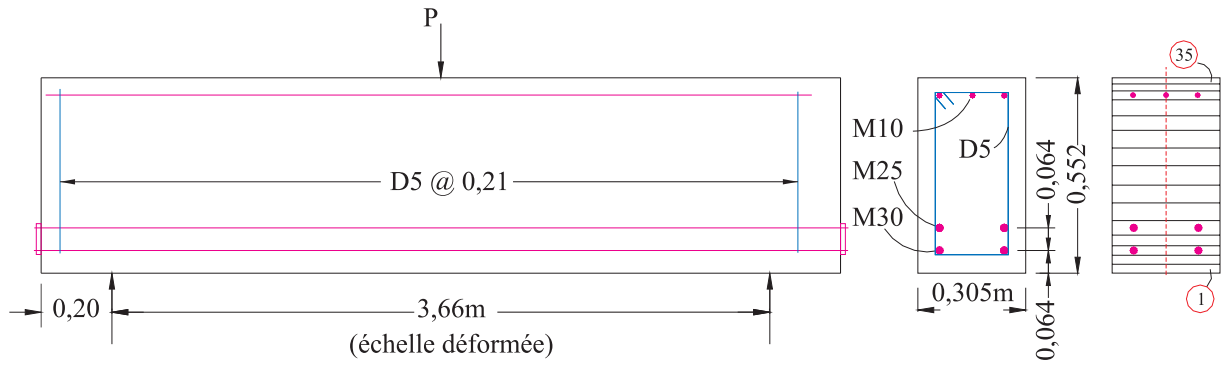


Figure A.14: Poutre A1 Vecchio & Shim (2004). Béton: $f'_c = 24,1$ MPa; Acier: (1) $f_y = 315$ et $E_s = 200000$ MPa (M10)-(2) $f_y = 445$ MPa (M25) et $E_s = 220000$ MPa - (3) $f_y = 436$ et $E_s = 200000$ MPa (M30) - (4) $f_y = 600$ et $E_s = 200000$ MPa (D5).

Comme démontré aux dernières figures, la réponse prédite pour la poutre OA1 est très proche de celle testée au laboratoire, sauf qu'EFiCoS détecte sa condition ultime en peu plus tard. Concernant la poutre A1, sa prédiction force-déplacement est plus serrée sur la réponse testée par Bresler & Scordelis (1963) et sa condition ultime est atteinte avant celle enregistrée au laboratoire. En termes de l'endommagement, EFiCoS a bien réussi, en général, à capturer sa distribution et son intensité.

A.2.2 Calibration du logiciel EFiCoS sur des piliers des ponts

Deux exemplaires de piliers de ponts ont été sélectionnés pour vérifier la performance d'EFiCoS. Les deux spécimens choisis sont les piliers CH110 et CS110 testés respectivement à l'Université de Sherbrooke, par Chancy (2015) et Calixte (2015) (voir fig. A.19 et A.20). Ces deux piliers sont des versions modifiées des piliers du pont Chemin des Dalles

Force-déplacement à mi-portée- Poutre OA1

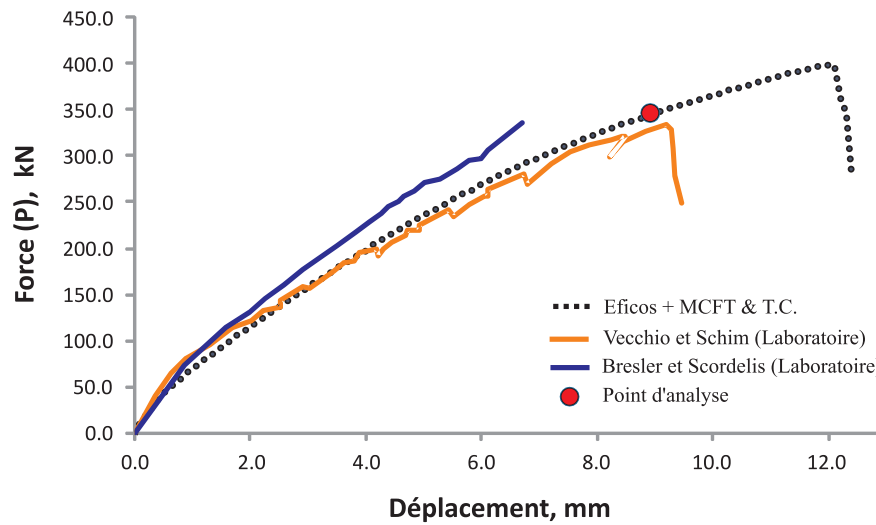


Figure A.15: Poutre OA1 Vecchio & Shim (2004). Force-déplacement à mi-portée. Experimental Test curve adapted from Vecchio & Shim (2004)

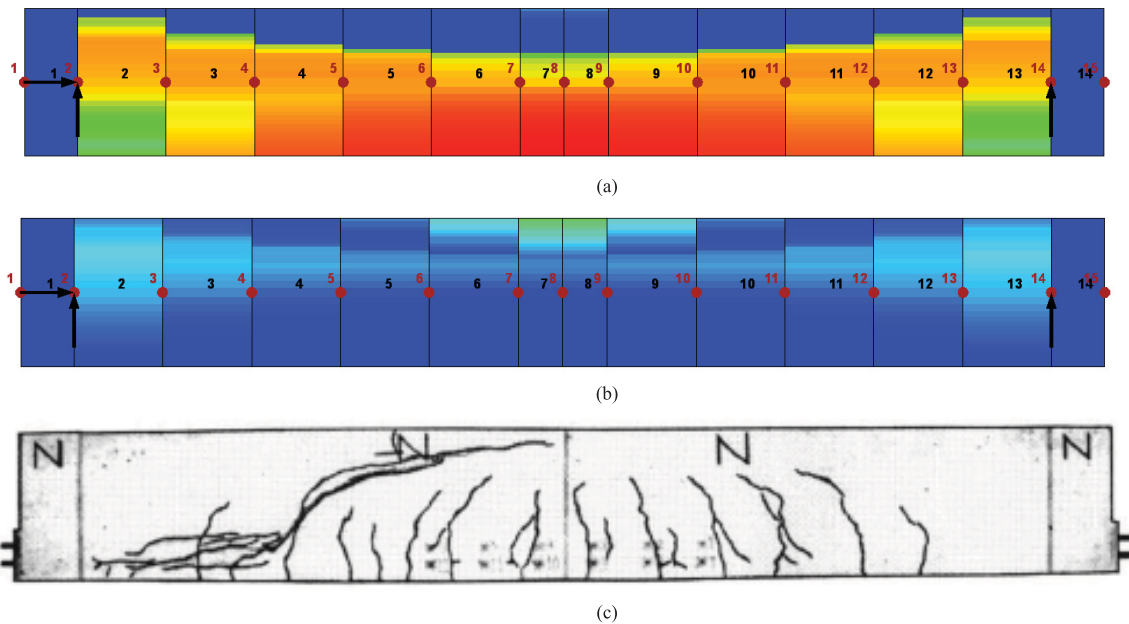


Figure A.16: Poutre OA1 Vecchio & Shim (2004). (a) et (b) Endommagement prédit en tension (DT) et en compression (DC) pour le point d'analyse, (c) Endommagement final selon le test.

qui fait partie du système routier du Québec. Les principales modifications apportées sont reliées à l'élimination du chevauchement des armatures principales longitudinales dans la région de la rotule plastique attendue, ainsi que la disposition des armatures transversales plus serrées afin de respecter les dispositions parasismiques postulées par les normes

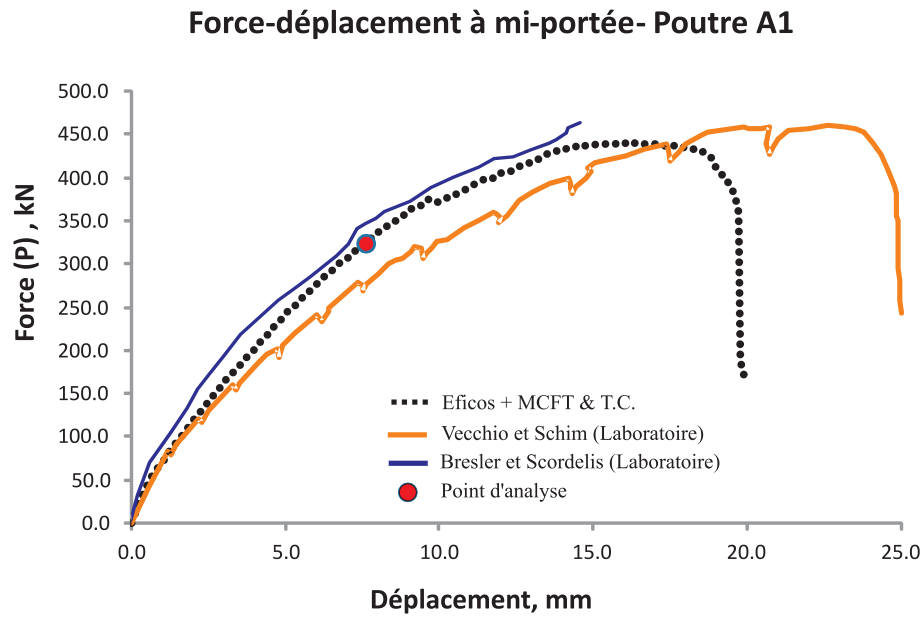


Figure A.17: Poutre A1 Vecchio & Shim (2004). Force-déplacement à la mi-portée.

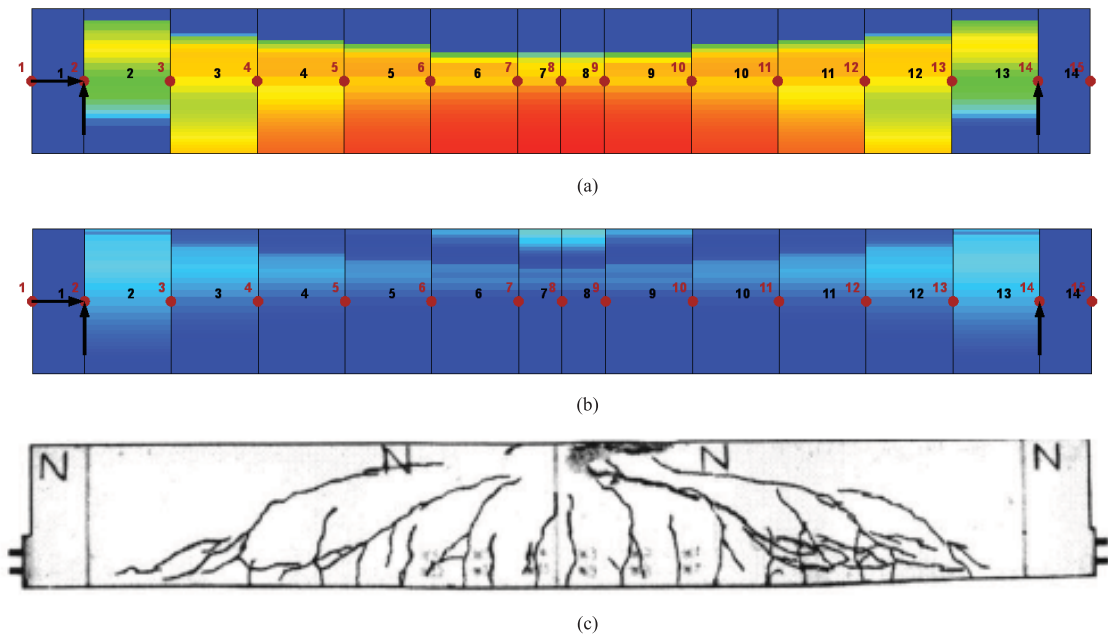


Figure A.18: Poutre A1 Vecchio & Shim (2004). (a) et (b) Endommagement prédit en tension (DT) et en compression (DC) pour le point d'analyse, (c) Endommagement final selon le test.

canadiennes en vigueur. Le pilier CH110 est armé avec des étriers circulaires disposés à chaque 110 mm, tandis que le pilier CS110 est bâti avec des spirales avec un pas de 110

mm également. Les deux spécimens ont été soumis simultanément à une charge axiale constante de 2300 kN en compression et à des charges latérales de caractère cyclique.

Les valeurs des paramètres de base de la loi d'endommagement du béton sont reportées aux tableaux A.2 et A.3 .

Tableau A.2: Piliers CH110 et CS110. Paramètres de base de la loi d'endommagement du béton confiné (1 MPa = 0.145 ksi)(†)

Piliers	E_c (MPa)	Y_{01} (MPa)	A_1 (1/Pa)	B_1 (-)	β_1 (MPa)	Y_{02} (MPa)	A_2 (1/MPa)	B_2 (-)	β_2 (MPa)	σ_f (MPa)
CH110	24200	0.000141	0.00415	0.645	1.013	0.025	2.400	1.200	-43.300	1.900
CS110	21100	0.000141	0.00285	0.640	1.023	0.025	2.110	1.200	-43.000	2.300

† Paramètres supplémentaires utilisés pour la modélisation du béton ne sont pas montrés.

Tableau A.3: Piliers CH110 et CS110. Paramètres de base de la loi d'endommagement du béton non confiné (1 MPa = 0.145 ksi)(†)

Piliers	E_c (MPa)	Y_{01} (MPa)	A_1 (1/Pa)	B_1 (-)	β_1 (MPa)	Y_{02} (MPa)	A_2 (1/MPa)	B_2 (-)	β_2 (MPa)	σ_f (MPa)
CH110	24200	0.000162	0.00315	0.640	1.13	0.025	11.000	1.400	-6.000	1.900
CS110	21100	0.000141	0.00415	0.645	1.013	0.025	12.200	1.400	-4.000	1.900

† Paramètres supplémentaires utilisés pour la modélisation du béton ne sont pas montrés.

La réponse force-déplacement et de l'endommagement prédite avec la version modifiée d'EFiCoS sont montrées aux figures A.15 à A.18.

Aux figures A.21, A.22, A.23 et A.24 il est évident comment la nouvelle version d'EFiCoS a réussi à prédire, de façon remarquable, le comportement des piliers en ce qui concerne l'évolution et la localisation de l'endommagement ainsi que la réponse force-déplacement en tête des piliers. À noter que pour le pilier CH110 Chancy (2015), la prédiction de la faillite du pilier (par rupture de barre longitudinale) a été détectée un peu en avance par rapport à celle mesurée au laboratoire.

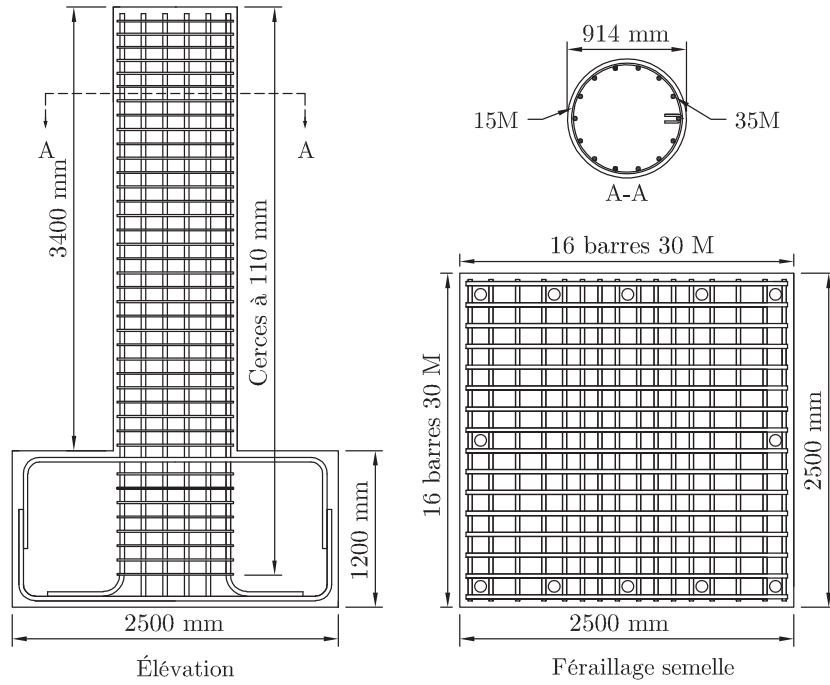


Figure A.19: Pilier CH110 (Chancy, 2015). Béton: $f'_c = 37,2$ MPa; Acier: (1) $f_y = 462$ MPa et $E_s = 210040$ MPa (15mm) - (2) $f_y = 386$ MPa et $E_s = 196183$ MPa (35mm)

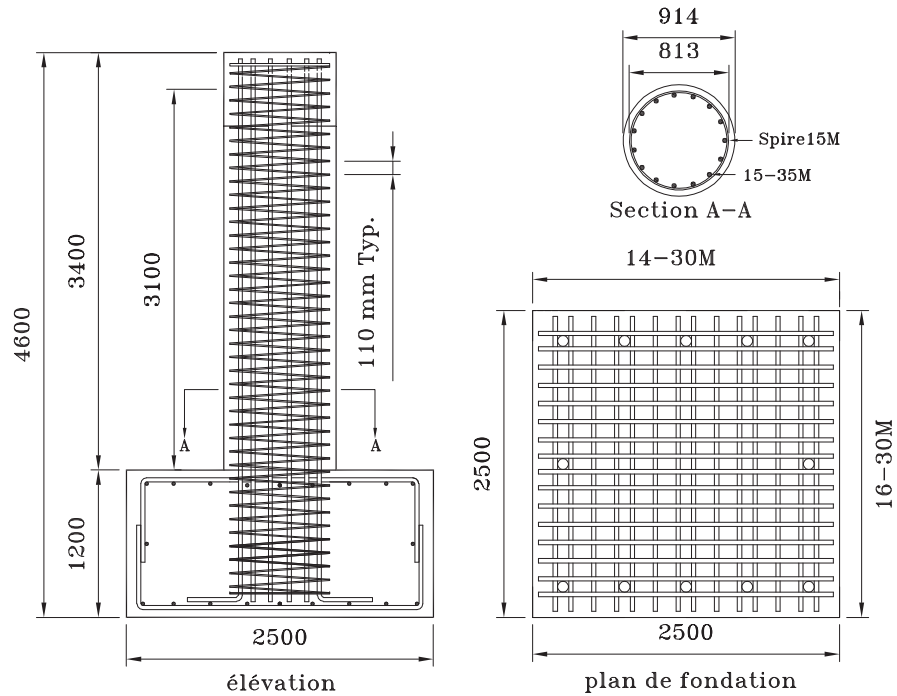


Figure A.20: Pilier CS110 (Calixte, 2015). Béton: $f'_c = 35,3$ MPa; Acier: (1) $f_y = 462$ MPa et $E_s = 210040$ MPa (15mm) - (2) $f_y = 386$ MPa et $E_s = 196183$ MPa (35mm)

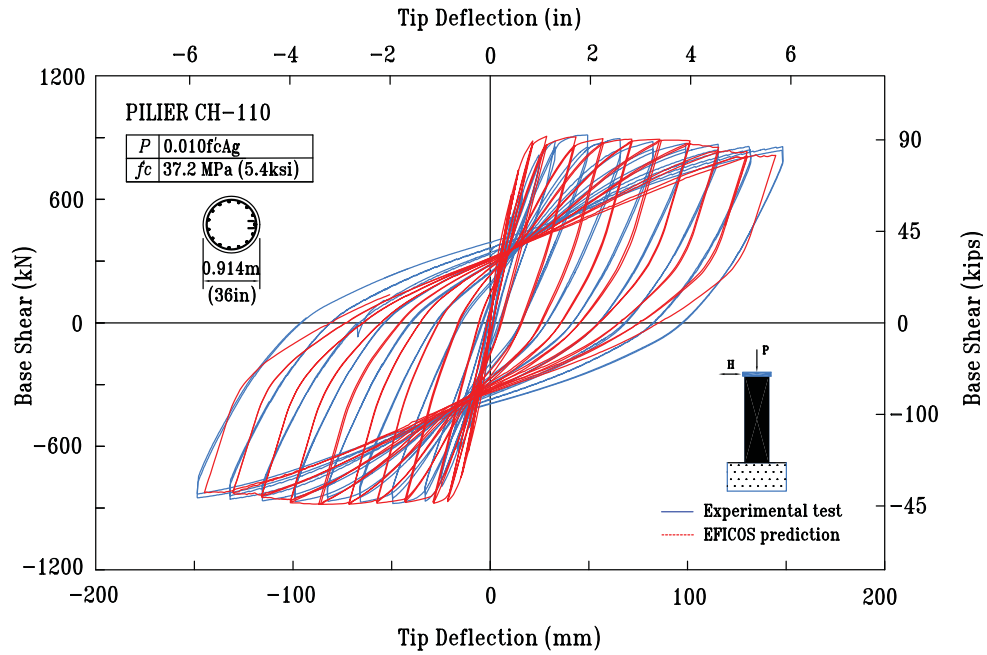


Figure A.21: Pilier CH110 (Chancy, 2015). Force horizontale vs. déplacement en tête du pilier.

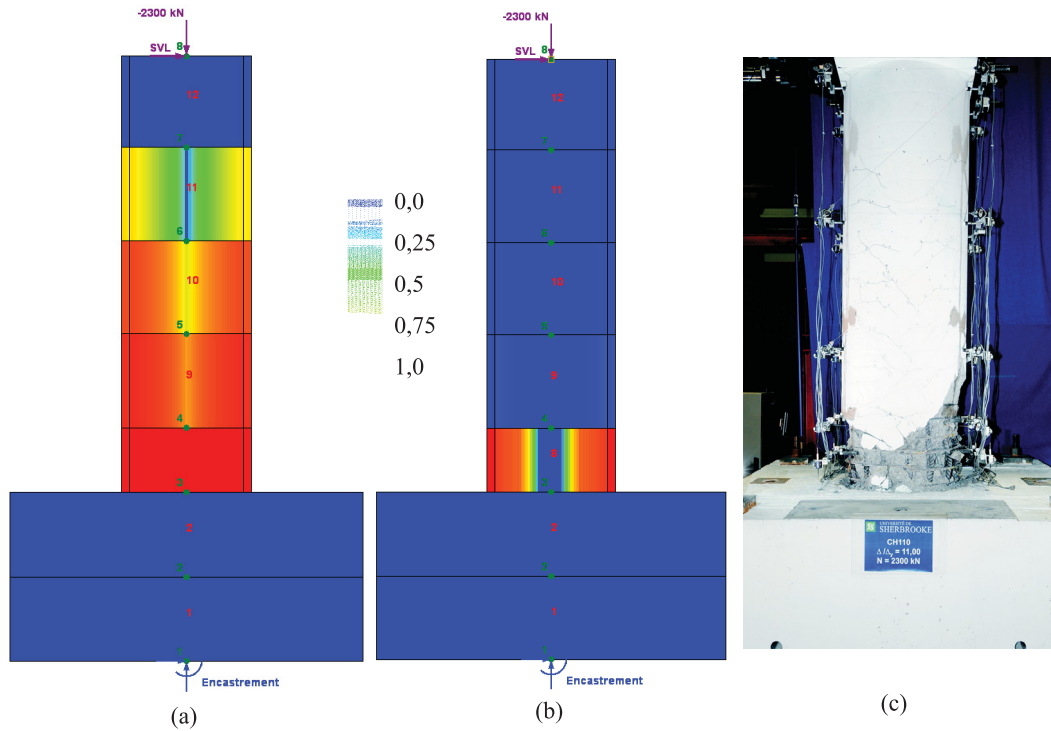


Figure A.22: Pilier CH110 (Chancy, 2015). (a) Endommagement en traction prédit par EfiCoS; (b) Endommagement en compression prédit par EfiCoS; (c) Endommagement enregistré au laboratoire.

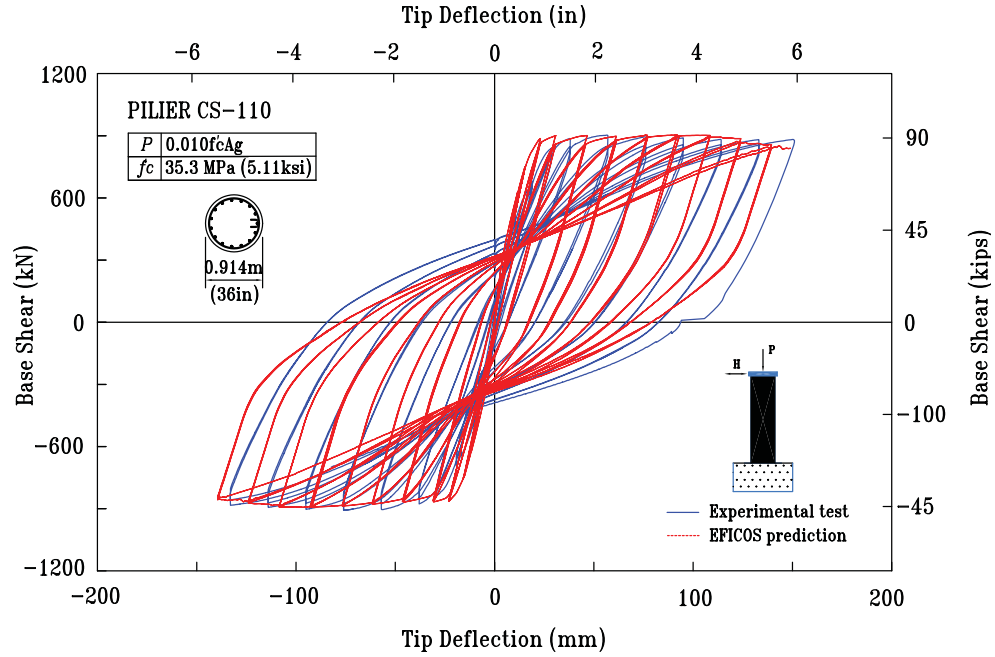


Figure A.23: Pilier CS110 (Chancy, 2015). Force horizontale vs. déplacement en tête du pilier.

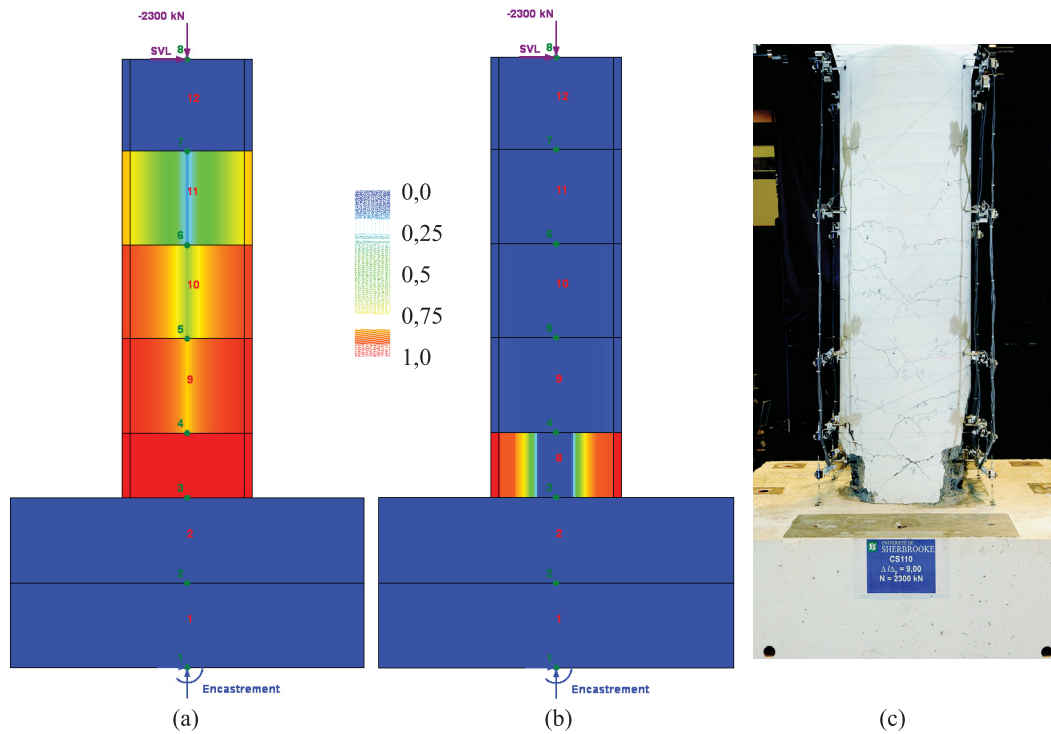


Figure A.24: Pilier CS110 (Chancy, 2015). (a) Endommagement en traction prédit par EfiCoS; (b) Endommagement en compression prédit par EfiCoS; (c) Endommagement enregistré au laboratoire.

References

- Adebar, P. & Collins, M. (1994). Shear design of concrete offshore structures. *ACI Structural Journal*, 91(3).
- Adeghe, L. (1986). *A Finite Element Model for Studing Reinforced Concrete detailing problems*. PhD thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, Canada.
- Aquino, W. & Erdem, I. (2007). Implementation of the modified compression field theory in a tangent stiffness-based finite element formulation. *Journal of Steel and Composite Structures*, 7(4), 263–278.
- ASCE/SEI-41 (2013). Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. standard ASCE/SEI 41–13. Technical report, American Society of Civil Engineers (ASCE), Reston, Virginia, USA.
- ATC 40 (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Technical Report SSC 96-01, Applied Technology Council, Volume 1 and 2, Seismic Safety Commission, Redwood City, CA, USA.
- ATC 58 (2004). Engineering demand parameters for structural framing systems. Technical report, Applied Technology Council, ATC-58 Project Task Report, Phase 2, Task 2.2, Redwood City, USA.
- Batoz, J. & Dhett, G. (1990). *Modélisation des structures par éléments finis. Volume 2, poutres et plaques*. HERMES, Paris.
- Belarbi, A. & Hsu, T. (1994). Constitutive laws of concrete in tension and reinforcing bars stiffened by concrete. *ACI Structural Journal*, 91(4).
- Bentz, E. (1999). *Sectional analysis of reinforced concrete structures*. PhD thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, Canada.

- Brent, R. (1973). *Algorithms for Minimization without Derivatives*. Englewood Cliffs, NJ: PrenticeHall.
- Bresler, B. & Scordelis, A. (1963). Shear strength of reinforced concrete beams. *Journal of the American Concrete Institute*, 60(1), 51–72.
- Calixte, C. (2015). *États limites de piliers de ponts en béton armés d’armatures en spires hélicoïdales*. Memoire de Maîtrise ès sciences appliquées. Département de génie civil. Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, CA.
- Cardona, L. (2008). *Le logiciel EFiCoS dans un contexte de dimensionnement basé sur la performance (DBP)*. Memoire de Maîtrise ès sciences appliquées. Département de génie civil. Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, CA.
- Cardona, L., Paultre, P., & Mazars, J. (2010). Use of damage mechanics in performance based design (PBD). In *9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Toronto, Canada*.
- Cardona, L., Paultre, P., & Mazars, J. (2016). Damage mechanics applied to performance based design of reinforced concrete columns. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics Journal (submitted)*.
- Carr, A. J. (2005). *User Manual for the 2-Dimensional Version Ruaumoko2D*. Department of Civil Engineering, Computer Program Library, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 87 pp.
- CEB-FIP (1978). *CEB-FIP Model Code for Concrete Structures, Third edition*. Comité Euro-International du béton (CEB) and Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP), Paris, 348 pp.
- Chancy, G. (2015). *États limites de piliers de ponts en béton armés de cerces*. Memoire de Maîtrise ès sciences appliquées. Département de génie civil. Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, CA.
- Chen, X. (2005). Effect of confinement on the response of ductile shear walls. Master’s thesis, Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Montreal, QC, CA., 116 p.
- Collins, M. (1978). Towards a rational theory for RC members in shear. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 104(4), 649–666.

- Collins, M. (1998). Opinion: Procedures for calculating the shear response of reinforced concrete elements: A discussion. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 124(12), 1485–1488.
- Collins, M. & Mitchell, D. (1987). *Prestressed Concrete Basics*. Canadian Prestressed Concrete Institute, p. 614.
- Collins, M. & Mitchell, D. (1997). *Prestressed Concrete Structures*. Response Publications, Canada, p. 766.
- Cosenza, E. & Manfredi, G. (1998). A seismic design method including damage effect. In *11th European Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, Netherlands*.
- CSA-A23.3 (2004). *Design of Concrete Structures. CSA A23.3-4 Standard*. Canadian Standard Association (CSA). Mississauga, Ontario, Canada.
- CSA-A23.3 (2014). *Design of Concrete Structures. CSA A23.3-14 Standard*. Canadian Standard Association (CSA). Mississauga, Ontario, Canada.
- CSA-S6 (2014). *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. Canadian Standard Association (CSA). Mississauga, Ontario, Canada.
- CSI (2005). *Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, and SAFE*. Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA, USA, 415 pp.
- CSI (2006). *PERFORM 3D. Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures*. Computers and Structures Inc., Berkeley, CA, USA.
- CSI (2011). *Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE, and CSiBridge*. Computers and Structures Inc., Berkeley, CA, USA, 415 pp.
- Dubé, J. (1994). *Modélisation simplifiée et comportement visco-endommageable des structures en béton. Applications aux séismes et aux chocs des ouvrages en béton armé*. Thèse de doctorat. Université Paris VI, Laboratoire de Mécanique et de Technologie, Cachan, France.
- Felber, A. (1990). RESPONSE: a program to determine the load–deformation response of reinforced concrete sections. Master’s thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, Canada, 181 pp.

- FEMA 273 (1997). NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Technical report, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA.
- FEMA 356 (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Technical report, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA.
- FEMA 445 (2006). Next-generation performance-based seismic design guidelines. Program Plan for New and Existing Buildings. Technical report, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA.
- FEMA P58 (2012). Next-generation seismic performance assessment for buildings, Volume 1 – Methodology. Technical report, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA.
- FIB (2003). Displacement-based seismic design of reinforced concrete buildings. State-of-art report prepared by Task Group 7.2, pag. 192. Technical report, Fédération Internationale du Béton, FIB.
- Fulop, A. (1992). Deformation controlled procedure for nonlinear analysis of reinforced concrete frames. Master’s thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, Canada, 212 pp.
- Ghobarah, A. (2004). On drift limits associated with different damage levels. Technical report, Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). College of Engineering University of California, Berkeley, USA.
- Guner, S. (2008). *Performance Assessment of Shear-Critical Reinforced Concrete Plane Frames*. PhD thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, Canada, 429 pp.
- Guner, S. & Vecchio, F. (2008). *User’s Manual of VecTor5*. Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, Canada.
- Hamburger, R. (2004). Development of next-generation performance-based seismic design guidelines. Technical report, Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), College of Engineering University of California, Berkeley, USA.
- Hamburger, R. (2014). FEMA P58. Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 1-Methodology; Volume 2-Implementation guide. In *Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering. Frontiers of Earthquake Engineering. Anchorage, Alaska, USA*.

- Hsu, T. (1988). Softened truss model theory for shear and torsion. *ACI Structural Journal*, 85(6), 624–635.
- Hsu, T. (1993). *Unified theory of reinforced concrete*. Boca Raton: CRC Press Inc.
- Hsu, T. (1996). Toward a unified nomenclature for reinforced concrete theory. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 122(3), 275–283.
- Hsu, T. (1998). Stresses and crack angles in concrete membrane elements. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 124(12), 1476–1484.
- Jourawski, D. J. (1856). Sur la résistance d’un corps prismatique. Technical report, Annales des ponts et chaussées, mémoires et documents, 3rd séries, vol. 12, partie 2, 328-351.
- Kam, W. & Jury, R. (2015). Performance-based seismic assessment: Myths and fallacies. NZSEE 2015 Conference. Wellington, New Zealand.
- Kirschner, U. & Collins, M. (1986). Investigating the behaviour of reinforced concrete shell elements. Technical Report 86-09, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, Canada, 209 pp.
- La Borderie, C. (1991). *Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable: modélisation et application à l’analyse de structures de béton*. Thèse de doctorat. Université Paris VI, Laboratoire de Mécanique et de Technologie, Cachan, France.
- Lemaitre, J. & Desmorat, R. (2005). *Engineering Damage Mechanics : ductile, creep, fatigue and brittle Failures*. Springer.
- Légeron, F. & Paultre, P. (2003). Uniaxial confinement model for normal and high-strength concrete columns. *Journal of Structural Engineering*, 129(2), 241–251 p.
- Légeron, F., Paultre, P., & Mazars, J. (2005). Damage mechanics modeling of nonlinear seismic behavior of concrete structures. *Journal of Structural Engineering*, 131(6), 946–955 p.
- Mattock, A. (1967). Discussion of Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams by W.G. Corley. *ASCE Journal of Structural Division*, 93, 519–522.
- Mitchell, D. & Collins, M. (1974). Diagonal compression field theory-a rational model for structural concrete in pure torsion. *ACI Structural Journal*, 71, 396–408.

- NRCC (2005). *National Building Code of Canada*. National Research Council of Canada (NRCC), Ottawa, Canada.
- NRCC (2010). *National Building Code of Canada; Part 4. Structural Design*. National Research Council of Canada (NRCC), Ottawa, Canada.
- Oosterle, R., Aristizabal-Ochoa, J., Fiorato, A., Russell, H., & Corley, W. (1979). Earthquake resistant structural walls-tests of isolated walls-phase ii. Technical report, Construction Technology Laboratories, Portland Cement Association (PCA), Skokie, Illinois, USA.
- Oosterle, R., Fiorato, A., Johal, L., Carpenter, J., Russell, H., & Corley, W. (1976). Earthquake resistant structural walls-tests of isolated walls. Technical report, Construction Technology Laboratories, Portland Cement Association (PCA), Skokie, Illinois, USA.
- Orakcal, K., M. L. & Wallace, J. (2006). Analytical modeling of reinforced concrete walls for predicting flexural and coupled-shear-flexural responses. Technical report, PEER, 213 p.
- Palermo, D. & Vecchio, F. (2002). *Behavior and Analysis of Reinforced Concrete Walls Subjected to Reversed Cyclic Loading*. Publication No 2002-01, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, Canada.
- Palermo, D. & Vecchio, F. (2003). Compression field modeling of reinforced concrete subjected to reversed loading: Formulation. *ACI Structural Journal*, 100(5), 616–625.
- Palermo, D. & Vecchio, F. (2004). Compression field modeling of reinforced concrete subjected to reversed loading: Verification. *ACI Structural Journal*, 101(2), 155–164.
- Pang, X. & Hsu, T. (1996). Fixed-angle softened-truss model for reinforced concrete. *Structural Journal of the American Concrete Institute*, 93(2), 197–207.
- Paret, T., Searer, G., & Freeman, S. (2011). ASCE 31 and 41: Apocalypse now. In *ASCE, Structures Congress 2011*, (pp. 2741–2755).
- Park, R., Priestley, M., & Gill, W. (1982). Ductility of square-confined concrete columns. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 108(4), 929–950.
- Paulay, T. & Priestley, M. (1995). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Structures*. John Wiley & Sons, New York, 744 p.

- Paultre, P., Légeron, F., & Mongeau, D. (2001). Influence of concrete strength and transverse reinforcement yield strength on the behavior of high-strength concrete columns. *ACI Structural Journal*, 98(4), 490–501 p.
- Petrangeli, M., Pinto, P., & Ciampi, V. (1999). Fiber element for cyclic bending and shear of RC structures. I: Theory. *Journal of Engineering Mechanics*, 125(9), 994–1001.
- Popovics, S. (1973). A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. Technical report, Cement and Concrete Research, Vol. 3, No. 5, pp. 583–599.
- Porasz, A. (1989). An investigation of the stress-strain characteristics of high strength concrete in shear. Master's thesis, University of Toronto.
- Priestley, M. (2003). *Myths and fallacies in Earthquake Engineering, Revisited*. Mallet Milne Lecture, Rose school, Italy, 121 p.
- Primeau, M. (2007). *Développement D'une Interface Graphique Pré Et Post-Processeur Pour Le Logiciel d'éléments Finis Eficos*. Mémoire de maîtrise ès sciences appliquées, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Canada.
- Robinson, J. & Demorieux, J. (1972). Essais de traction-compression sur modeles d'ame de poutre en béton armé. Technical Report Part II, Institut de recherches appliquées du béton armé (IRABA), Paris, France, 53p.
- Rossetto, T. & Elnashai, A. (2003). Derivation of vulnerability functions for european type RC structures based on observed data. *Engineering Structures Journal*, 25, 1241–1263.
- Rots, J. (1988). *Computational Modeling of Concrete Fracture*. PhD thesis, Department of Civil Engineering, Delf University of Technology, Delf, The Netherlands.
- SEAOC (1995). Performance-based seismic engineering of buildings. Technical report, Structural Engineers Association of California (SEAOC), Vision 2000, Sacramento, California, USA.
- Seckin, M. (1981). *Hysteretic Behaviour of Cast-in-Place Exterior Beam-Column Sub-Assemblies*. PhD thesis, University of Toronto, Toronto, Canada, 1981, 266 pp.
- Selby, R. & Vecchio, F. (1997). A constitutive model for analysis of reinforced concrete solids. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 24(3), 460–470.
- Stevens, N. (1987). *Analytical modelling of reinforced concrete subjected to monotonic and reversed loading*. PhD thesis, Dept. of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, Canada.

- Tamai, S., Shima, H., Izumo, J., & Okamura, H. (1987). Average stress-strain relationship in post-yield range of steel bar in concrete. *Concrete Library of JSCE, Translation of Proceedings of JSCE*, 378(6).
- Thorenfeldt, E., Tomaszewicz, A., & Jensen, J. (1987). Mechanical properties of high-strength concrete and application in design. Technical report, Proc. Symposium Utilization of High-Strength Concrete. Stavanger, Norway.
- Vecchio, F. (1989). Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete membranes. *ACI Structural Journal*, 86(1), 26–35.
- Vecchio, F. (1999). Towards cyclic load modeling of reinforced concrete. *ACI Structural Journal*, 96(2), 193–202.
- Vecchio, F. (2000). Disturbed stress field model for reinforced concrete: Formulation. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 126(9), 1070–1077.
- Vecchio, F. (2001). Disturbed stress field model for reinforced concrete: Implementation. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 127(1), 12–20.
- Vecchio, F. & Collins, M. (1982). The response of reinforced concrete to in-plane shear and normal stress. Technical report, Publication No. 82-03, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Canada, 332 pp.
- Vecchio, F. & Collins, M. (1986). The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *ACI Structural Journal*, 83(2), 219–231.
- Vecchio, F. & Collins, M. (1988). Predicting the response of reinforced concrete beams subjected to shear using the MCFT. *ACI Structural Journal*, 85(3), 258–268.
- Vecchio, F. & Collins, M. (1993). Compression response of cracked reinforced concrete. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 119(12), 3590–3610.
- Vecchio, F. & Emara, M. (1992). Shear deformations in reinforced concrete frames. *ACI Structural Journal*, 89(1), 46–56.
- Vecchio, F. & Selby, R. (1991). Toward compression field analysis of reinforced concrete solids. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 117(6), 1740–1758.
- Vecchio, F. & Shim, W. (2004). Experimental and analytical re-examination of classic concrete beam tests. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 130(3), 460–469 p.

- Voigt, W. (1889). *Une Méthode Duale en Homogénéisation : Application aux Milieux Elastiques*, volume 28. Wied. Ann. p 573.
- Walraven, J. (1981). Fundamental analysis of aggregate interlock. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 107(11), 2245–2270.
- Wong, P. & Vecchio, F. (2002). Vector2 and formworks user’s manual. Technical report, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Canada, 217 p.
- Zahn, F., Park, R., & Priestley, M. (1986). Design of reinforced concrete bridge columns for strength and ductility. Technical Report 86-7, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Zhang, L. & Hsu, T. (1998). Behavior and analysis of 100 MPa concrete membrane elements. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 124(1), 24–34.
- Zhao, J. & Sritharan, S. (2007). Modeling of strain penetration effects in fiber-based analysis of reinforced concrete structuresconcrete structures. *ACI Structural Journal*, 104(2), 133–141.
- Zhu, R. & Hsu, T. (2001). Rational shear modulus for smeared crack analysis of reinforced concrete. *ACI Structural Journal*, 98(4), 443–450.